

Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción

Análisis de la estabilidad de la ladera San Miguel de Cachí con SVSLOPE, para el Instituto Costarricense
de Electricidad

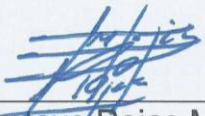
Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Mónica Hidalgo Ramírez

Cartago, diciembre .2018

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Ivannia Solano Aguilar, Ing. Rafael Baltodano Goulding, Ing. Alonso Poveda Montoya, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



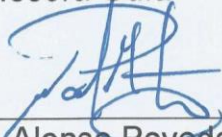
Ing. Gustavo Rojas Moya.
Director



Ing. Rafael Baltodano Goulding.
Profesor Lector

Ivannia Solano Aguilar

Ing. Ivannia Solano Aguilar.
Profesora Guía



Ing. Alonso Poveda Montoya.
Profesor Observador

Análisis de la estabilidad de la ladera San Miguel de Cachí con SVSLOPE, para el Instituto Costarricense de Electricidad

Abstract

The movement of the San Miguel's slope, Cachí started in the year 2000 due to the prolonged rainfall. In the year 2012, I.C.E. evaluated the slope, made a topographic study, and created the geotechnical model in 2D to analyze the stability of the slope.

In this project the software SVSLOPE 2009 was used to valid the tridimensional geotechnical model. The geotechnical parameters, and topography of the zone obtained by I.C.E. 2012 served as input for the geotechnical model in 3D, also the soil-water characteristic theoretical curve (SWCC) of the material.

The infiltration of rain in 2012 was studied through the Hydric Balance Model of Schosinsky (2006) and a flux analysis with SVFLUX 2009. The security factors were obtained through SVSLOPE, with the Janbu simplified method.

The security factors, considering the infiltration according to SVFLUX, are closer to 1 compared to those indicated before by the Schosinsky Model (2006); nevertheless, it is recommended to obtain the SWCC of the soil to decrease the uncertainty. The minimum security factor in the static condition of the 3D model was 1,118, and that in the 2D model was 0,955 for a saturated slope up to the surface. However, there are no significant statistical differences between the stability models in 2D and 3D.

Keywords: SVSLOPE, SVFLUX, stability, infiltration, three-dimensional models, security factor

Resumen

El deslizamiento San Miguel de Cachí inició en el año 2000 por las precipitaciones prolongadas. En el año 2012 el ICE evaluó el deslizamiento, hizo un levantamiento topográfico y creó un modelo geotécnico 2D para analizar la estabilidad de la ladera.

En el proyecto presente, se empleó el programa SVSLOPE 2009 para validar un modelo geotécnico tridimensional del deslizamiento. Se ingresaron al modelo geotécnico 3D los parámetros geotécnicos y topográficos de la zona obtenidos por el ICE en el 2012, además de la curva característica suelo-agua (SWCC) teórica del material.

Se estudió el efecto de la infiltración de las lluvias en el 2012 por medio del modelo de balance hídrico de Schosinsky (2006) y de un análisis de flujo con SVFLUX 2009. Se obtuvieron los factores de seguridad con SVSLOPE por el método Janbu Simplificado.

Los factores de seguridad, considerando la infiltración según SVFLUX, son más cercanos a 1 que en el modelo de Schosinsky (2006); sin embargo, se recomienda obtener la SWCC real del suelo para disminuir la incertidumbre. El factor de seguridad menor en condición estática del modelo 3D fue de 1,118 y el del 2D fue de 0,955 en la ladera saturada hasta la superficie. Sin embargo, no existen diferencias estadísticamente significativas entre los modelos de estabilidad 2D y 3D.

Palabras claves: SVSLOPE, SVFLUX, estabilidad, infiltración, modelos tridimensionales, factor de seguridad.

Análisis de la estabilidad de la ladera San Miguel de Cachí con SVSLOPE, para el Instituto Costarricense de Electricidad

MÓNICA HIDALGO RAMÍREZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Noviembre del 2018

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO	1
RESUMEN EJECUTIVO.....	2
INTRODUCCIÓN.....	6
MARCO TEÓRICO.....	8
METODOLOGÍA.....	23
ANTECEDENTES.....	31
RESULTADOS	36
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	42
CONCLUSIONES.....	50
RECOMENDACIONES.....	53
REFERENCIAS	54
ANEXOS.....	57
APÉNDICES.....	62

Prefacio

El Instituto Costarricense de Electricidad constantemente analiza el comportamiento de taludes y laderas debido a la complejidad de los proyectos típicos que realiza. Además, “la influencia de las condiciones climáticas de Costa Rica, favorece fenómenos de inestabilidad en el terreno” (Mena, 2016). Hasta ahora, estos análisis se realizaban de manera simplificada; sin embargo, presentaban valores con incertidumbres significativas, razón por la cual surgió la necesidad de buscar un programa que permitiera obtener resultados más confiables, y fue SVSLOPE el programa adquirido.

SVSLOPE incorpora la teoría de la mecánica de suelos no saturados, esta es una rama de la mecánica de suelos que no es muy utilizada en Costa Rica. En la práctica se ha acostumbrado asumir que el suelo se encuentra en condiciones saturadas o secas. Sin embargo, esta situación no es la que generalmente predomina en el suelo. Al considerar que el suelo se encuentra parcialmente saturado se obtiene un análisis más representativo.

Además, el ICE cuenta con el programa SVFLUX 2009 para el análisis de flujo, que complementa al programa SVSLOPE, lo que permite obtener análisis integrados; por esta razón, se decidió utilizar el potencial de ambos programas para aplicarlos en la práctica profesional, ya que se logra un análisis más detallado.

Con la experiencia adquirida durante la realización del proyecto de que aquí se trata al trabajar con SVSLOPE 2009 y para facilitar el uso del programa se realizó un manual de usuario que cuenta con las recomendaciones y limitaciones de la licencia adquirida por el ICE.

El propósito principal del proyecto fue el análisis de estabilidad de taludes utilizando el programa SVSLOPE 2009 3D. Se investigó el efecto que tiene la infiltración de las precipitaciones sobre la estabilidad y se obtuvieron los factores de seguridad de la ladera en distintas condiciones de saturación con el fin de comparar

los resultados obtenidos con un modelo más simplificado en dos dimensiones.

Agradezco principalmente a Dios por acompañarme en cada paso y pido su guía en el porvenir; a mis familiares por ser un apoyo incondicional y un ejemplo que seguir, en particular a Juan, Rosario, Marian e Ignacio, que me han brindado su amor y paciencia; al Instituto Costarricense de Electricidad por abrirme las puertas y permitir el desarrollo del proyecto, especialmente a la Ing. Ivannia Solano Aguilar por toda la ayuda, el tiempo y los consejos brindados; a mis compañeros y amigos, que han sido partícipes de experiencias memorables; a mis profesores del Tecnológico de Costa Rica, que me han inculcado el amor a la ingeniería y el deseo de ser una profesional comprometida, y finalmente a todo aquel que me mostrado su desinteresada ayuda para poder culminar mis estudios de licenciatura en Ingeniería Construcción.

Resumen ejecutivo

El Instituto Costarricense de Electricidad quiere validar el programa SVSLOPE para sus actividades laborales. Se elaboró un breve manual, basado en la experiencia adquirida y en el manual de usuario de SoilVision. El manual contiene las principales interfaces del programa con una explicación de sus funciones, para que se puedan utilizar todas las facilidades que ofrece. Además, contiene recomendaciones por parte del autor, para enriquecer el conocimiento del programa.

Para validar el programa SVSLOPE 2009 se quiso emplear la mayoría de las aplicaciones posibles. Se validó el programa comparando un modelo geotécnico en 3 dimensiones, generado con SVSLOPE, de un caso real, con un modelo de análisis realizado anteriormente por el área geotécnica del ICE.

El caso en cuestión ocurrió después de las lluvias prolongadas presentadas en los meses de enero de 1999 y diciembre del 2000, que provocaron el movimiento de aproximadamente 2.6 Ha. Por esta razón, el ICE en el año 2012 realizó un estudio detallado del fenómeno; efectuó una caracterización geomecánica e hidráulica del material, y además, levantó la superficie topográfica. El ICE realizó un modelo en dos dimensiones, el cual consta de tres unidades geotécnicas; con el modelo 2D analizó la estabilidad de la ladera, variando el nivel freático; además, realizó un análisis de estabilidad en condición pseudoestática.

El ICE concluyó que cuando el nivel freático se encuentra en la superficie la ladera, esta es inestable; sin embargo, por sus características geométricas (inclinación leve) no representa un peligro para zonas aledañas al deslizamiento. La superficie de falla se ubicó en el contacto de la unidad geotécnica 1 (coluvio) y la 2 (fluvio-lacustre). Además, se identificó que la presencia de sismos también puede reactivar el movimiento. En el cuadro 1 se muestran los resultados del análisis en 2D del ICE para los diferentes escenarios.

CUADRO 1. FACTOR DE SEGURIDAD PARA LOS CASOS EN ESTUDIO 2D			
Condición	Coefficiente sísmico (K_H)	Elevación del nivel freático (m)	Factor de seguridad
Estado actual	0	55	2,699
Saturación del material	0	60	1,995
		65	1,257
		67	0,952
Sismo	0,1 (Normal con lluvia fuerte)	60	1,079
	0,2 (lejanos con lluvia normal)	50	1,253
	0,3 (cercano con lluvia normal)	50	0,855

Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Se partió del informe geotécnico del ICE para generar el modelo de estabilidad en 3D con SVSLOPE. Se utilizaron herramientas como ArcGis y Civil 3D para manipular la información recolectada, especialmente las superficies que conforman el modelo. En la figura 1 se muestra el modelo geotécnico creado por SVSLOPE. En el modelo se especifican las propiedades de resistencia del material obtenidas por el ICE. Las propiedades generales que solicita el programa son el peso específico del suelo, la cohesión y el ángulo de fricción.

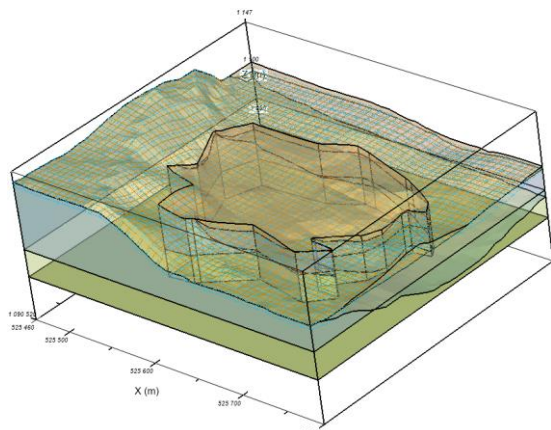


Figura 1. Modelo del deslizamiento San Miguel de Cachi
Fuente: SVSLOPE 2009

El programa SVSLOPE permite combinar el análisis en suelos saturados y parcialmente saturados; por lo tanto, para el modelo en estudio se incluye el efecto de la succión en la resistencia al corte del talud. Se utilizó el planteamiento de Fredlund & Xing (1994) que describe la curva suelo-agua, la cual representa la variación de la succión conforme varía el grado de saturación del material. Se empleó la aproximación de Perera (2005), que utiliza características granulométricas del suelo para definir los parámetros característicos de Fredlund & Xing (1994).

Se estudió el efecto que genera la infiltración de las lluvias en la ladera. Se simuló las precipitaciones mensuales del año 2012; para ello se recopiló el registro del Instituto Meteorológico Nacional. Se utilizaron datos de la estación termo-pluviométrica del Ingenio de Juan Viñas, Jiménez por su cercanía a deslizamiento San Miguel.

Para describir la infiltración de las precipitaciones se plantearon dos metodologías. Se estudió el modelo de Schosinsky (2006) llamado "Cálculo de la recarga potencial del acuífero mediante un balance hídrico de suelos", con él se calcula la humedad al final de cada mes y la recarga de un acuífero debido a las precipitaciones mensuales registradas. Los resultados fueron ingresados manualmente al programa SVSLOPE.

Con el modelo de Schosinsky (2006) se encontró que la precipitación mantendrá el suelo siempre a capacidad de campo. Lo que quiere decir que la succión presente será constante ya que reporta una humedad constante. Este modelo genera incertidumbre, se puede mencionar que

analiza la humedad después de que se produce la infiltración; además, no considera la posición del nivel freático ni el espesor de la capa.

Por otro lado, se construyó un modelo numérico para realizar un análisis de flujo con el programa SVFLUX. En él se indicó la precipitación como una condición de borde de tipo climático. Además, se señalaron las zonas donde se encuentran los elementos hidráulicos, que son la Quebrada Hamaca y la naciente. En la figura 2 se muestra el análisis de flujo realizado para el mes de enero del año 2012; como se observa se obtuvo por cada mes la condición de saturación.

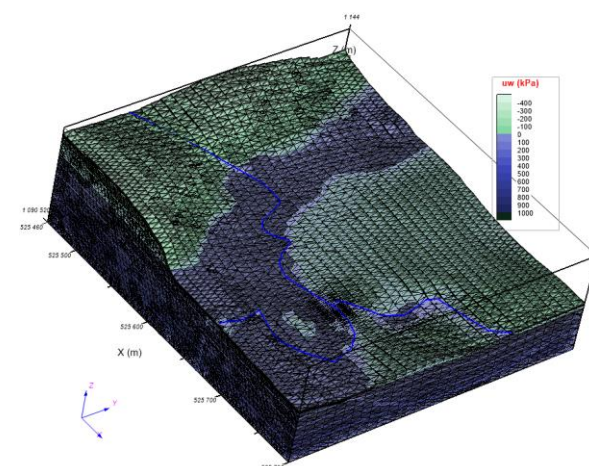


Figura 2. Presión de poro de la ladera de enero del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

El análisis de flujo con el programa SVFLUX reflejó la presencia de suelos parcialmente saturados; además, indicó cómo varía la presión de poro de negativa a positiva dependiendo de la ubicación. Se exportó la presión de poro al modelo de estabilidad en el programa SVSLOPE.

La utilización de modelos numéricos permite obtener resultados más detallados. Sin embargo, exige información más minuciosa. Entre las fuentes de error en el modelo está que solicita el régimen de lluvias por día; sin embargo, del IMN se obtuvo la precipitación en milímetros por mes. Se determinó ingresar la precipitación de forma constante y consecutiva de los días cuando llovió. Este no es el escenario más realista; sin embargo, se considera el escenario más crítico. Además, SVFLUX calcula la función de conductividad hidráulica a partir de la curva característica suelo-agua; al tratarse de una curva teórica podría alejarse de la curva real.

Para el análisis de estabilidad del talud se consideró la misma dirección de deslizamiento que definió el ICE. Se ingresó el contacto entre la UG1 y la UG2 como la superficie de falla, tal y como lo indica el informe del ICE. Se realizó el análisis de estabilidad de la ladera con varios escenarios:

- Para todos los meses del año 2012, utilizando el modelo de Schosinsky (2006)
- Para todos los meses del año 2012, utilizando el modelo numérico de SVFLUX
- La ladera seca

- La ladera saturada en su totalidad
- Análisis seudoestático en tres casos de sismos y condiciones de lluvias distintas.

En la figura 3 se muestran los resultados del análisis de estabilidad y en la figura 4 se representa la comparación del análisis seudoestático de la ladera con el análisis seudoestático 2D del ICE. Además, en el cuadro 2 se muestra el resultado del análisis estadístico aplicado en ambos modelos, 2D y 3D.

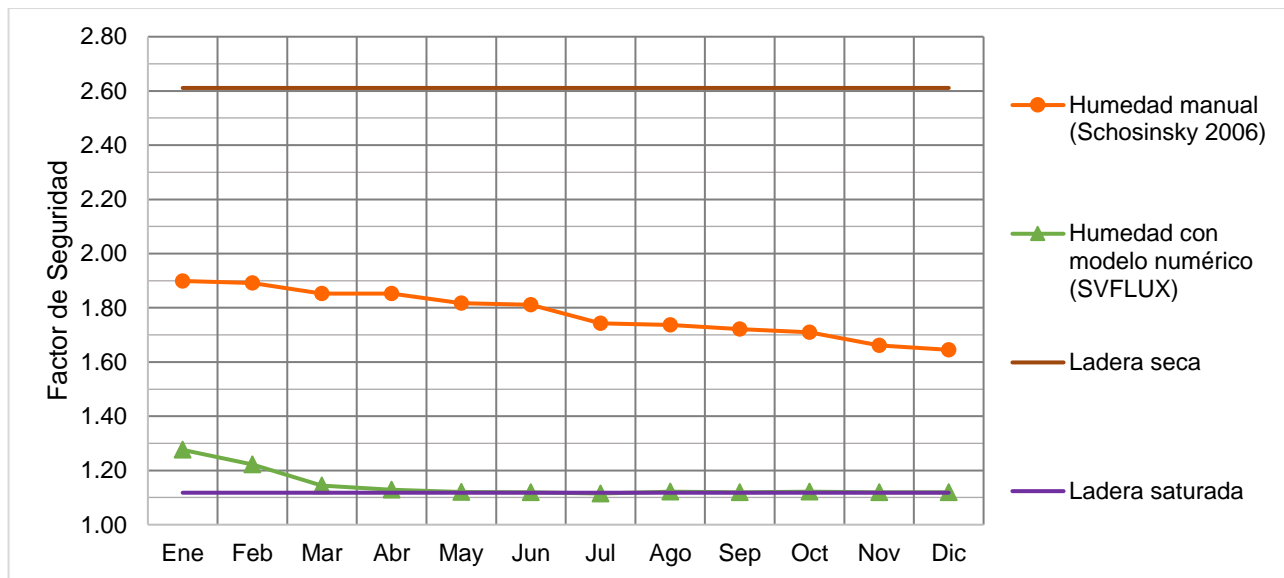


Figura 3. Factor de seguridad estático, para el año 2012, en el modelo en 3D

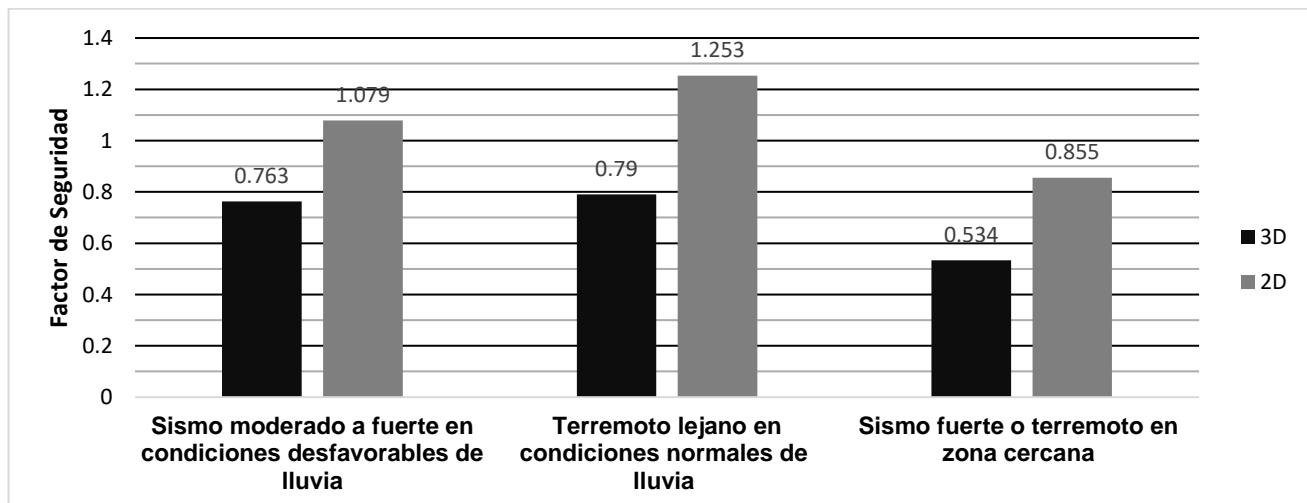


Figura 4. Factor de seguridad seudoestático para el año 2012

CUADRO 2. RESULTADO DE LAS PRUEBAS ESTADÍSTICAS APLICADAS		
Prueba estadística	Valor de P	Coefficiente de correlación
t-test	0,1703	-
Shapiro test	0,1611	-
Correlación Pearson	8,575E-01	0,1425377
ANOVA	0,165	-

Fuente: R Core Team, 2016

La figura 3 evidenció que los factores de seguridad en condición estática obtenidos en el programa SVSLOPE, en el cual se integró el análisis de infiltración de SVFLUX, fueron más cercanos a 1 en comparación con el análisis de infiltración del modelo de balance hídrico de Schosinsky (2006). Se determinó que para el 2012 el factor de seguridad menor correspondió a diciembre y fue de 1,119 y 1,645, respectivamente. La diferencia se debe a que el modelo de balance hídrico de Schosinsky solo considera las propiedades hidrogeológicas del material superficial, mientras que el programa SVFLUX incluye en el análisis el modelo geotécnico y elementos externos que aporten humedad al suelo, como por ejemplo, la Quebrada Hamaca, ubicada al pie de la ladera San Miguel. Sin embargo, ambos modelos poseen fuentes de error importantes porque consideran parámetros geológicos del material teóricos.

Se comparó el análisis de estabilidad en condición estática del modelo geotécnico 2D del ICE con el del 3D del programa SVSLOPE. En ambos casos, el factor de seguridad menor se presenta cuando la ladera se encuentra saturada hasta la superficie, ya que la succión del suelo disminuye conforme aumenta la saturación, lo que genera la reducción de la resistencia al corte. Para el modelo geotécnico 3D, fue de 1,118, y el ICE obtuvo un factor de seguridad de 0,955 para el modelo 2D. Lo anterior sugiere que el análisis de estabilidad de tipo estática 2D del deslizamiento es más conservador que el 3D.

Según la figura 4, para la condición seudoestática, el análisis de estabilidad determinó que el factor de seguridad más bajo se presenta cuando ocurre un sismo fuerte en una zona cercana. En el caso del modelo geotécnico 3D, fue de 0,534, mientras que el ICE obtuvo un factor de seguridad de 0,855 para el modelo 2D. Ambos factores reflejan la posibilidad de que el movimiento de la ladera se reactive por la acción de un sismo.

Estadísticamente hablando, según el cuadro 2, no existen diferencias significativas entre los modelos de estabilidad 2D y 3D, ya que el valor p de las pruebas de t-test y de Shapiro es de 0,1703 y 0,1611 respectivamente. Sin embargo, no se encontró una correlación aceptable de un modelo con otro, puesto que la correlación de Pearson es de 0,1425, por lo tanto, se confirma lo concluido en el estudio del deslizamiento de San Miguel de Cachí del ICE, donde el contacto entre el coluvio y el fluvio-lacustre facilita el movimiento y este es causado por la saturación de los materiales debido a la infiltración de las precipitaciones.

Introducción

La destrucción ocasionada por el deslizamiento de un talud puede tener consecuencias enormes, desde pérdidas económicas hasta de vidas humanas. Las fallas de taludes son un problema que afecta a la mayor parte de Costa Rica, por lo tanto, la estabilidad de los taludes y laderas se ha convertido en un tema primordial para el país (Asociación Costarricense de Geotecnia (ACG), 2015).

El presente trabajo tiene como objetivo general analizar la estabilidad de una ladera por medio del programa SVSLOPE, con un modelo geotécnico en tres dimensiones para contrastarlo con un modelo geotécnico simplificado. El Área de Ingeniería Geotécnica del ICE recientemente adquirió el programa para el análisis de estabilidad en dos y tres dimensiones, SVSLOPE, de la compañía SoilVision Systems Ltd., y requiere validarlo. Se prevé crear un breve manual, el cual indicará cómo funciona, identificará los insumos requeridos, las características que debe tener la topografía para poder importarla, y los métodos de análisis, entre otros aspectos de uso general.

Específicamente, el ICE desea que se analice la estabilidad del deslizamiento San Miguel de Cachí con el programa SVSLOPE para conocer el comportamiento en las tres dimensiones. Ya se habían realizado estudios geológicos y geotécnicos en dicha ladera para el año 2012. A partir del criterio experto de profesionales de distintas áreas afines, se definieron una posible superficie de falla y los factores que podían generarla.

Para alcanzar el objetivo de este trabajo, se creará el modelo geotécnico 3D según la información geológica, geotécnica y topográfica proporcionada por el ICE, y se analizará la estabilidad del terreno con el programa SVSLOPE. Los resultados obtenidos con el programa se compararán con lo que definió el ICE para el 2012 en el Informe geotécnico "Proyecto ampliación planta Cachí, evaluación y análisis del deslizamiento en la comunidad de San Miguel de Cachí.

La ladera se encuentra en la comunidad de San Miguel de Cachí. El deslizamiento se manifestó por primera vez a finales del año 1999 e inicios del 2000, dadas las altas precipitaciones en un periodo prolongado, que superaron los límites normales, lo que generó la infiltración del agua (Rivera, 2001). El movimiento ha causado desalojos y demolición de algunas viviendas, así como daños a infraestructura, por ejemplo, al puente de la quebrada Hamaca.

En el análisis de estabilidad se considerará el aumento de la presión de poro relacionado con la infiltración de las precipitaciones. Se utilizará el modelo de Fredlund & Xing (1994) para obtener la curva característica de suelo-agua y la función de conductividad hidráulica del suelo no saturado, y así, contemplar el incremento de la resistencia al corte debido a la succión.

La infiltración se examinará con dos modelos independientes, para luego ser comparados. Primero se utilizará el modelo de Schosinsky (2006), con el fin de calcular la recarga potencial del nivel freático al final de cada mes mediante un balance hídrico de suelos. Se obtendrá la humedad del suelo a partir de la precipitación, y parámetros que dependerán de las características del terreno, como textura, pendiente, follaje, permeabilidad del suelo, punto de marchitez y capacidad de campo. Manualmente se ingresarán la succión y el nivel freático obtenidos a partir del planteamiento de Schosinsky (2006) en SVSLOPE, para analizar la estabilidad de la ladera en distintos meses del año 2012.

Por otro lado, se realizará un análisis de infiltración con SVFLUX, donde se considerará la precipitación ingresada como un límite de frontera climática que proporcionará la presión de poro a lo largo de la ladera. SVFLUX incorpora el análisis de infiltración para los suelos no saturados, por lo tanto, reportará la presión de poro positiva y negativa. La presión de poro será importada en SVSLOPE y se realizará el análisis de estabilidad.

De forma separada, se considerará el efecto en la estabilidad de la ladera ante la presencia de un evento sísmico, ya que una fuerza externa puede reactivar el movimiento y volver inestable la ladera.

Estudios previos relacionados

Por muchos años, el análisis de estabilidad en modelos 3D no se vio desarrollado, dado a la complejidad que implicaba; sin embargo, con herramientas computacionales se ha obtenido experiencia sobre el tema; por ello, hoy existen programas computacionales que permiten realizar análisis en 3D con facilidad. Entre los estudios realizados sobre modelos geotécnicos en 3D están los siguientes:

- En el 2014, el Ing. Reinier Azorin Cruz, realizó un estudio llamado “Análisis de estabilidad de taludes mediante técnicas de modelación numérica en 3D utilizando Plaxis 3D Foundation”. En él se hace una comparación entre los métodos de análisis de la estabilidad de taludes y entre los programas utilizados para realizar el análisis. Posteriormente se realiza un modelo de un talud real que falló, con el programa Plaxis 3D®, donde se muestra el procedimiento del modelado y se analizan sus resultados
- En el 2015 el Ing. Andrés Reyes Parra, realizó el “Análisis tridimensional de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite de depósitos de desmonte de mima”. En este proyecto Reyes utilizó el programa SVSLOPE. En él describe la metodología empleada en modelos de tres dimensiones; realiza un análisis de la importancia de utilizar modelos 3D, y la necesidad de alguna normativa que regule el diseño con modelos 3D, especialmente en Perú.

Por otro lado, el estudio de la mecánica de suelos no saturados se ha visto ralentizado en comparación con el de la mecánica de suelos saturados. Esto es porque, al igual que al realizar un modelo en dos dimensiones, se obtienen resultados más conservadores y la complejidad numérica es menor. Sin embargo, en los últimos años se ha hecho el esfuerzo de alcanzar un

mayor conocimiento de los suelos parcialmente saturados. A continuación, se presentan algunos estudios donde se incorporaron las características de los suelos no saturados:

- En el 2002, el Ing. Mauricio Barrera Bucio y el Ing. Paul Garnica Anguas realizaron un estudio llamado “Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres”. Aquí estudian los principales avances que ha tenido la mecánica de suelos no saturados, con el fin de enfatizar la importancia del conocimiento y aplicación de la teoría de suelos parcialmente saturados, especialmente en la construcción de carreteras.
- En 2010, el Ing. Enrique Alonso Valverde Ruiz, realizó el “Análisis de la influencia de la precipitación en el esfuerzo de succión y la estabilidad de un talud”, para lo cual escogió una ladera y analizó su estabilidad, incluyendo la succión generada en los suelos parcialmente saturados, producto de la infiltración de lluvia. También obtuvo la curva característica de suelo-agua de forma directa, utilizando un tensiómetro. El modelo de precipitación que utilizó se basó en un modelo teórico y de pronóstico de lluvias.
- En el 2016, el Ing. Daniel Zuluaga Betancur realizó el proyecto llamado “Análisis de estabilidad de taludes 3D, considerando el efecto de la infiltración por precipitaciones”. En el proyecto se comparan los análisis de estabilidad 2D y 3D, utilizando los métodos de equilibrio límite y elementos finitos. Además, se incorpora el análisis de flujo y de estabilidad, utilizando dos paquetes computacionales, el SVOOffice 2009 de SoilVision Systems Ltd. y los programas de Rocscience Inc.

Como se ha visto, se han realizados varios estudios orientados al efecto de la precipitación en la estabilidad de taludes. Este proyecto pretende comparar el análisis de estabilidad de un talud con el programa SVSLOPE 3D con análisis obtenidos con modelos en 2 dimensiones con el programa SLIDE, y además, comparar para el mismo caso dos formas alternativas de modelar la precipitación.

Marco teórico

Talud y laderas

Un talud o ladera, menciona Suarez (2009), es una masa de tierra que posee pendientes o cambios de altura significativa. La diferencia entre una ladera y un talud es el proceso de conformación; si se debe a la acción del hombre, como parte de las obras de construcción de una carretera o una represa, por ejemplo, se le conoce como talud; si es producto de procesos geológicos naturales se le conoce como ladera.

Las laderas y taludes pueden presentar deslizamientos según sus condiciones, así como mantenerse estables, ya sea porque la topografía y sus propiedades geomecánicas lo permiten, o bien porque cuentan con un sistema de soporte que evita la falla. A continuación, se mencionan las partes que conforman los deslizamientos.

Partes de un deslizamiento.

Un deslizamiento se puede definir por parámetros característicos; la altura corresponde a la distancia vertical entre el punto más bajo (pie de la ladera, donde la pendiente disminuye de forma significativa) y el más alto (cabeza de la ladera, donde la pendiente aumenta de forma significativa). La posición del nivel freático corresponde a la ubicación del nivel del agua y la pendiente corresponde a la inclinación del terreno.

Un deslizamiento es el movimiento de un volumen de suelo, producto a una inestabilidad del suelo, la masa en movimiento se mueve a través de una superficie de falla que corresponde al contacto entre el suelo inestable y el estable. En la figura 5 se muestran los elementos de un deslizamiento común, identificados por Suarez (2009). Como se observa, al generarse un deslizamiento se forma un escarpe, que corresponde a una inclinación muy pronunciada, generada por el movimiento vertical y horizontal del suelo. El material que no sufre movimientos se

conoce como corona. La superficie de falla indica la frontera entre el material desplazado y el material intacto.

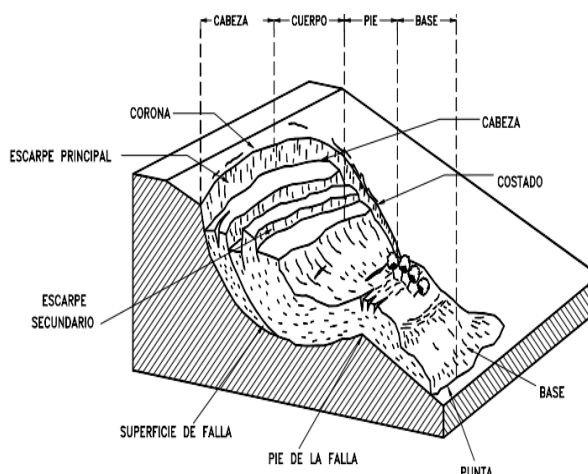


Figura 5. Elementos de un deslizamiento
Fuente: Suarez Díaz, J (2009)

Al inspeccionar un deslizamiento se deben realizar mediciones que permitan definir el fenómeno. La figura 6 muestra las dimensiones relevantes de un deslizamiento.

1. Ancho de la masa desplazada: W_d
2. Ancho de la superficie de falla: W_r
3. Longitud de la masa desplazada: L_d
4. Longitud de la superficie de falla: L_r
5. Profundidad de la masa desplazada: D_d
6. Profundidad de la superficie de falla: D_r
7. Longitud total: L
8. Longitud de la línea central: L_{cl}

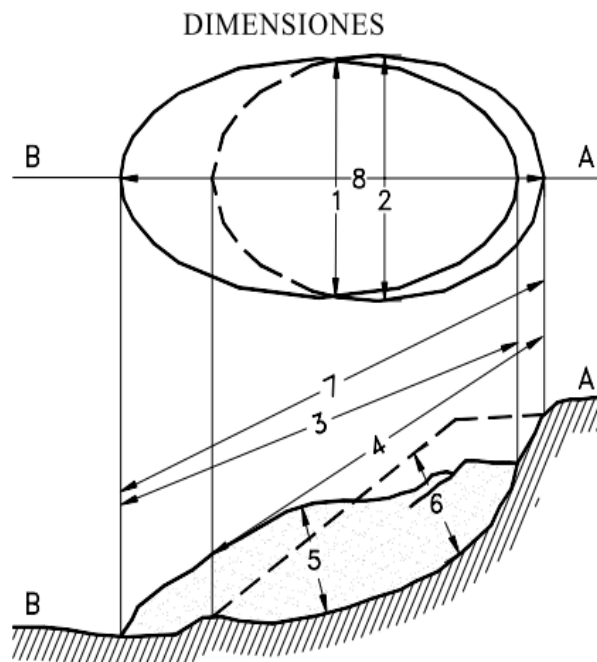


Figura 6. Dimensiones de los movimientos en masa, de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990)
Fuente: Suarez Díaz, J. (2009)

Clasificación del movimiento

David J. Varnes en 1978 realizó una clasificación del movimiento de la masa. Propuso que el movimiento puede ser de ocho formas distintas: “caído”, “inclinación o volteo”, “reptación”, “deslizamiento”, “espaciamiento lateral”, “flujo”, “avalancha o movimiento complejo”.

Específicamente el deslizamiento corresponde a un movimiento de la masa en su totalidad o de segmentos de ella, a lo largo de una superficie de falla definida, que puede cortar una o varias superficies a la vez. Los deslizamientos pueden ser de dos tipos: “rotacional” y “traslacional”.

El deslizamiento rotacional ocurre cuando la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento (Suarez, 2009). Este tipo de deslizamiento se puede identificar porque hay zonas de la masa en movimiento que giran hacia la corona y otras

zonas que giran hacia el pie del deslizamiento, como se muestra en la figura 7.

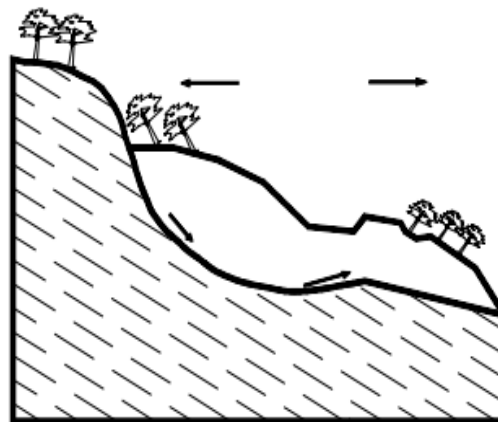


Figura 7. Deslizamiento rotacional típico
Fuente: Suarez Díaz, J. (2009)

El deslizamiento de traslación ocurre cuando la superficie de falla es plana o con leves ondulaciones. Es importante mencionar que los deslizamientos rotacionales tienden a auto-estabilizarse, mientras que los traslacionales se desplazan hasta que un elemento externo los detenga, como lo haría por ejemplo un cerro. En la figura 8 se muestra un ejemplo de un deslizamiento traslacional.



Figura 8. Deslizamiento traslacional típico
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

El movimiento también se puede clasificar según el estado de la actividad, la velocidad y la humedad.

Según la humedad, el suelo se clasifica como “seco”, “húmedo”, “mojado” y “muy mojado”, donde “seco” corresponde a una ladera que no cuenta con agua visible y “muy mojado” representa casos donde la cantidad de agua es la suficiente para que el material fluya con facilidad.

En el cuadro 3 se muestra la clasificación del movimiento según la velocidad de la masa de suelo.

CUADRO 3. CLASIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO SEGÚN LA VELOCIDAD DEL MATERIAL				
Clase	Descripción	Velocidad (mm/s)	Desplazamiento	Poder destructor
7	Extremadamente rápido	5×10^3	5 m/segundo	Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado; muchas muertes; escape improbable.
6	Muy rápido	5×10^1	3 m/minuto	Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
5	Rápido	5×10^{-1}	1.8 m/hora	Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
4	Moderado	5×10^{-3}	13 m/mes	Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
3	Lento	5×10^{-5}	1.6 m/año	Construcciones remediales pueden llevarse a cabo durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden conservarse con mantenimiento frecuente.
2	Muy lento	5×10^{-7}	16 mm/año	Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
1	Extremadamente lento	5×10^1		Imperceptibles sin instrumentos; construcción posible pero deben tenerse precauciones.

Fuente. Suarez Díaz, J. (2009)

Según el estilo, Varnes (1978) clasifica el movimiento como “complejo”, que corresponde a los deslizamientos que presentan más de dos formas de movimiento; “compuesto”, que presenta dos formas de movimiento al mismo tiempo; “múltiple”, el cual corresponde a movimientos del mismo tipo que ocurren de forma repetitiva, y finalmente “sencillo”, que se presenta cuando ocurre solo un tipo de movimiento.

Según el estado de la actividad, la ladera o el talud se pueden clasificar como “activos”, cuando presentan movimiento; “reactivos”, cuando están activos después de pasar por una fase inactiva; “suspendidos”, cuando el suelo no presenta movimiento, pero históricamente sí han permanecido activos; “inactivos”, cuando el suelo después de varios ciclos estacionales no presenta movimiento; “dormidos”, cuando el deslizamiento cesa pero sus causas permanecen, y

“estabilizados”, cuando se construye un sistema de retención (Suarez Díaz, 2009).

El movimiento también se puede caracterizar según la secuencia de repeticiones, donde se analizan el patrón y la dirección del movimiento. Se puede clasificar entonces como “progresivo”, cuando la superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento; “retrogresivo”, cuando la superficie de falla se extiende de forma opuesta al movimiento; “ampliándose”, cuando la superficie de falla se extiende hacia el margen lateral; “alargándose”, cuando la superficie de falla se extiende incrementando el material en movimiento; “confinado”, cuando se logra apreciar un escarpe pero no hay ni superficie de falla ni movimiento en el pie de la ladera, y “disminuyendo”, cuando el material desplazado disminuye conforme pasa el tiempo.

Análisis de la estabilidad de laderas y taludes

Una ladera puede ser inestable por factores como la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología. Para estudiar la estabilidad de una ladera, “el desarrollo de modelos de cálculo es solo una parte del problema y, en general, cuando se trata de laderas naturales, habrá que integrar los estudios y aportaciones geológicos y geomorfológicos con técnicas de análisis, predicción y corrección, en su caso” (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002).

La estabilidad de un talud es evaluada normalmente por medio de un *factor de seguridad* determinístico obtenido de un análisis matemático. Se debe realizar un modelo geotécnico que sea lo más representativo para obtener resultados apegados a la realidad; sin embargo, “no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático” (Suarez Díaz, 2009).

Suarez Díaz (2009) menciona que se deben considerar las condiciones de humedad y permeabilidad del suelo cuando se realice el análisis; por lo tanto, los suelos con permeabilidad mayor de 10^{-4} cm/s se pueden considerar drenados; si es menor, se consideran no drenados, mientras que con permeabilidad intermedia, se consideran parcialmente drenados.

Duncan (1996), mencionado por Suarez (2009), recomienda que en taludes en los cuales la causa de falla es el aumento de la presión de poros debida a las lluvias, el problema debe analizarse como condición drenada (Suarez Díaz, 2009). Por su parte, Skeptom (1970, 1977, 1985), mencionado por Suarez (2009), indica que en los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla, es recomendable utilizar la resistencia residual.

El análisis determinístico de un talud normalmente se realiza variando sus condiciones, para así considerar diferentes aspectos que se pueden presentar en el sitio en estudio. Por ejemplo, una práctica es obtener el factor de seguridad en ubicaciones con nivel freático diverso, que es una condición que depende de factores externos como las precipitaciones de la época.

También se incluye en el análisis una fuerza sísmica. Un sismo puede reducir “la resistencia al corte de un suelo debido a la

generación de presiones altas de poros” (Suarez Díaz, 2009). Existen varios métodos para evaluar el efecto de los sismos, entre ellos, el método pseudoestático, que representa el sismo con cargas horizontales y verticales.

Métodos de análisis

Para realizar un análisis de estabilidad de un talud se han desarrollado diversos métodos. El Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica (2015) menciona el método “de equilibrio límite”, los métodos “numéricos”, el “de análisis cinemático”, el “probabilístico”, el de “retro-análisis” y el “observacional”.

El método de equilibrio límite, el más utilizado, se fundamenta en que, en la superficie de falla, el factor de seguridad entre las fuerzas actuantes y las resistentes es igual a 1. El método puede estudiar el talud completo o puede dividirlo en franjas llamadas dovelas y realizar un análisis cada una (Suarez Díaz, 2009). Sin embargo, Azorín Cruz (2014) menciona que “las fallas de los taludes (en su gran mayoría) son progresivas; no inicia la falla al mismo tiempo, como lo suponen los métodos de equilibrio límite” y recomienda utilizar técnicas de modelación numérica, ya que son más precisas y pueden incluir las deformaciones.

Por otro lado, Reyes (2015) menciona entre las ventajas del método de equilibrio límite sobre los métodos donde se utiliza una modelización numérica, como el procedimiento de elementos finitos y diferencias finitas, que el modelo geotécnico es más sencillo ya que requiere menos información (no requiere parámetros elásticos), por ende, los recursos computacionales necesarios son menores. Además, no hay que especificar las condiciones de borde (Reyes Parra, 2015) Sin embargo, esta práctica aumenta la incertidumbre en los modelos.

El método de equilibrio límite debe satisfacer el equilibrio de fuerzas verticales, horizontales y de momento. Los métodos existentes satisfacen algunas o todas las condiciones descritas. En el cuadro 4 se muestra un resumen realizado por Suarez (2009) donde algunos de los métodos de análisis de estabilidad desarrollados y las condiciones que satisfacen. Los métodos deben realizar suposiciones, que generalmente se cuentan con más incógnitas que ecuaciones, y cada método difiere de los restantes en del supuesto tomado.

CUADRO 4. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS

Método	Superficie de falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples; se analizan las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral, logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1953)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual se analiza como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\Phi=0$)
Ordinario o Fellenius (Fellenius, 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbu simplificado (Janbu, 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerzas de cortante entre dovelas.
Sueco modificado U.S Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Loew y Karifiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio entre la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1965)	Cualquier forma	Fuerzas y momentos	La inclinación de las fuerzas laterales es la misma para cada tajada, pero es desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Fuerzas y momentos	Las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Fuerzas y momentos	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico para producir la falla.

Fuente: Suarez Díaz, J. (2009)

Programas computacionales

Las computadoras han permitido el análisis de casos más complejos, en forma simultánea, con un tiempo de respuesta corto. Se han desarrollado programas diversos que implementan la teoría de elementos finitos y análisis de equilibrio límite por interacción. Para el análisis de estabilidad de taludes, los programas que más se han desarrollado son los orientados a la realización de modelos en 2D. Esto se debe a la información y estudios disponibles, así como a la aceptación del gremio.

Reyes (2015) enumera algunas características principales que debe proveer un programa de modelación 3D efectivo. Menciona que debe facilitar el dibujo y la definición de la geometría, por ejemplo, con herramientas versátiles. El programa debe actualizarse periódicamente con los hallazgos teóricos de un análisis en tres dimensiones. Y finalmente, el programa debe permitir la revisión de los parámetros obtenidos y la resolución de los problemas (Reyes, 2015).

Este proyecto se basa en la utilización del programa SVSLOPE, que está orientado a la estabilidad de taludes en 2D y 3D. El programa es del paquete computacional SVOFFICE 2009, desarrollado por la compañía SoilVision Systems Limited de Saskatoon, Saskatchewan, Canadá. Algunos de los programas especializados que ofrece son SVSOIL, para el análisis de esfuerzo deformación; SVFLUX, para el análisis de flujo, y SVHEAT, para el análisis térmico.

SVSLOPE nace como sucesor de SVDYNAMIC (2003), que fue según Reyes (2015) el primer programa de cómputo comercial en emplear la metodología de la programación dinámica para determinar de manera óptima la superficie de falla crítica y el factor de seguridad. Posteriormente, se agregó al programa el método de equilibrio límite y con esto se sacó a la venta SVSLOPE (2009).

SVSLOPE incorpora códigos avanzados que permiten realizar análisis probabilísticos, como Monte Carlo e Hipercúbico Latino. Permiten también realizar análisis de sensibilidad en 1D o 2D, y de variabilidad espacial de las propiedades. Posee 14 procedimientos para el cálculo del factor de seguridad, con distintos algoritmos de

búsqueda de la superficie de falla; 14 modelos de rotura de suelo; permite el acople con otros programas del mismo paquete para realizar análisis del flujo transitorio, parcialmente saturado, y análisis basados en elementos finitos (SoilVision Systems Ltd, 2009).

El programa permite el ingreso de la geometría por varias vías, entre ellas, por una interpolación de secciones; la importación de superficies, con puntos de elevación que caractericen la topografía, y la extrusión de modelos en 2D. El concepto de un modelo en SVSLOPE consiste en una composición basada en varias regiones que integran el bloque de análisis.

Análisis en 2D y 3D

Generalmente los análisis de taludes se realizan en 2D, ya que se considera un método más simple, porque los esfuerzos en el plano perpendicular no se toman en cuenta. Un modelo en dos dimensiones considera el talud infinito en el plano perpendicular con deformación planar, que mantiene la misma geometría. Sin embargo, como lo menciona Reyes (2015), un talud mantiene la geometría cuando es realizado por el hombre y si así se requiere, pero en especial las laderas en su mayoría no mantendrán una geometría uniforme.

Gitirana & Fredlund (2008), mencionados por Reyes 2015, “afirma que los factores de seguridad de los análisis 3D son mayores que de los análisis 2D entre un 15% y 50%” (Reyes Parra, 2015) además, Stark y Eid (1998) y Arellano y Stark (2000) mencionados por Reyes 2015 indican que la diferencias entre los factores de seguridad en 2D y 3D son mayores si se analiza una falla traslacional (Reyes Parra, 2015).

Los métodos de análisis de taludes en tres dimensiones no han tenido tanto desarrollo que los de dos dimensiones. Esto se debe porque las incógnitas se incrementan, por lo tanto, se debe suponer más variables (Reyes, 2015), además se puede complicar la definición de la superficie y dirección de falla, así como la geometría lo que implica una inversión de recursos mayor que cuando se realice modelos en 2 dimensiones.

Hoy en día se han desarrollado métodos de análisis de estabilidad que implementan el método de equilibrio límite para modelo 3D, donde

utilizan las columnas de suelo como aproximación del método de las dovelas en 2D

Una de las principales diferencias entre un análisis en 3D y uno en 2D es que en 2D no se considera el efecto de los bordes, sino que se consideran el talud o la ladera invariables a la dirección perpendicular del movimiento. Reyes (2015) menciona que para fallas traslacionales o de bloque el efecto de los bordes puede generar diferencias de hasta el 40% en el factor de seguridad. En fallas traslacionales, los bordes o lados verticales proveen la menor cantidad de resistencia cortante, debido a que los esfuerzos normales actuando en los bordes son generados por "presión lateral de tierra" (Akhtar, 2011, mencionado por Reyes (2015)).

Reyes (2015) recomienda, para la realización de modelos en 2D, utilizar los procedimientos de Spencer como los más apropiados; además, recomienda Bishop y Janbu simplificados, en fallas rotacionales y traslaciones respectivamente. Para el análisis de modelos en 3D, recomienda utilizar la extensión 3D del procedimiento de Spencer; además, las extensiones 3D de los procedimientos de Bishop y Janbu simplificados, que constituyen alternativas viables dentro del análisis 3D (Reyes Parra, 2015).

A la fecha, el análisis en 2D es el predominante, y se han realizado relativamente pocas investigaciones sobre el potencial que ofrece un análisis en tres dimensiones. A continuación, se mencionan las principales razones de ello, que expone Reyes (2015):

- Ausencia de programas de fácil interacción para realizar modelos en 3D.
- Poca difusión y entendimiento de los procedimientos utilizados para la resolución de modelos en 3D.
- Ausencia de una normativa o código internacional para análisis en 3D, o de factores de seguridad aceptables en los análisis en 3D.
- Existe la percepción de que los análisis 2D son "efectivos", es decir, que son lo suficientemente buenos. Los análisis 2D son conservadores, y pueden ser suficientes donde la topografía del terreno no es agresiva. Sin embargo, en la realidad peruana (nacionalidad del autor), en donde la simplificación del problema

3D a 2D es irreal, los análisis 2D son muy conservadores.

Cuando se cuente con relieves no homogéneos como se presentan en Perú y Costa Rica, y se esté analizando la estabilidad con modelos en 2 dimensiones determinísticos, de deberá realizar más de un modelo que representen en totalidad el relieve.

Suelos no saturados

El estudio de la *mecánica de suelos* se ha concentrado en los suelos saturados y la mayoría de los hallazgos son para suelos saturados. Esto se debe principalmente porque en el estudio de los suelos no saturados, por un lado, la cantidad de variables en el análisis aumenta, como la succión, y por otro, se deben considerar las tres fases (sólida, líquida y gaseosa). Además, se debe incluir el estudio del comportamiento del cambio de volumen y de resistencia al corte, según la succión.

En algunos casos considerar el suelo saturado representa para el análisis de estabilidad un caso pesimista, por lo tanto, conservador. Sin embargo, estudios como el de Valverde Ruiz (2010), que analiza la influencia de la precipitación en el esfuerzo de succión y la estabilidad de una ladera o un talud, afirman que considerar el efecto de la succión en la estabilidad permite obtener resultados más certeros y apegados a la realidad.

Para realizar un análisis de estabilidad de la ladera o talud, Jaime Suarez (2009) menciona que se debe caracterizar el material y obtener la resistencia al cortante la cual "(...) depende del grado de saturación y varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas" (Suarez Díaz, 2009).

Alfaro Soto (2008) menciona que un análisis del talud en suelos saturados puede funcionar, "no obstante, la desestabilización es un problema de suelo no saturado que puede ocurrir después de largos periodos de precipitación debido a la disminución de las tensiones de succión (aumento del grado de saturación por la infiltración desde la humedad inicial en que inicialmente se encontraba)" (Alfaro Soto, 2008).

Uno de problemas principales, característicos en suelos no saturados, es el

cambio de volumen cuando el grado de saturación de los suelos cambia. El volumen puede modificarse de forma positiva, como es el caso de los suelos colapsables, y puede modificarse de forma negativa.

Componentes del suelo no saturado

Un suelo no saturado se considera como un material trifásico, con una fase sólida, una líquida y una gaseosa. Autores como Fredlund y Morgenstern (1977) proponen una cuarta fase. La interfaz entre el agua libre y el aire libre, que mencionan Barrera y Garnica (2002) se comporta de forma distinta que los elementos por separado. Sin embargo, Barrera y Garnica proceden en sus investigaciones omitiendo esta cuarta fase.

A continuación, se presenta una breve explicación de las fases expuestas.

- **Sólida:** Las partículas sólidas poseen características fisicoquímicas variables. La interfaz entre la fase sólida y las fases líquida y gaseosa, respectivamente, afecta directamente el estado de esfuerzos del suelo. La granulometría interfiere también en el estado de esfuerzos (Barrera & Garnica, 2002). La fuerza se transmite a través del contacto de las partículas.
- **Líquida:** Está compuesta por agua; a su vez se diferencia como agua "higroscópica", la que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas; agua "capilar", condicionada por las fuerzas capilares del suelo, y agua "gravitacional", que se puede drenar libremente por la gravedad (Lambe 1958, mencionado por Barrera & Garnica (2002)). Es un material relativamente incompresible. Al aplicar una carga la transmite por medio de la presión de agua.
- **Gaseosa:** Compuesta por aire, es un material compresible. Al suelo le aporta presión y volumen. Al aplicar una carga la transmite por medio de presión de aire.

Clasificación del suelo no saturado

Se clasifica según el proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado, ya que esta característica afecta el comportamiento mecánico, especialmente cuando se trata de arcillas. A continuación, se muestra la clasificación planteada por Wroth y Houlsby (1985), mencionada por Barrera & Garnica (2002). En la figura 9 se muestran las fases en este tipo de suelos.

- **Fase de aire discontinua y fase de agua continua:** El suelo está muy húmedo, por lo tanto, el aire se presenta en burbujas discretas.
- **Fases continuas de aire y agua:** La saturación es intermedia.
- **Fase de aire continua y fase de agua discontinua:** La humedad es baja, normalmente son suelos cercanos a la superficie.

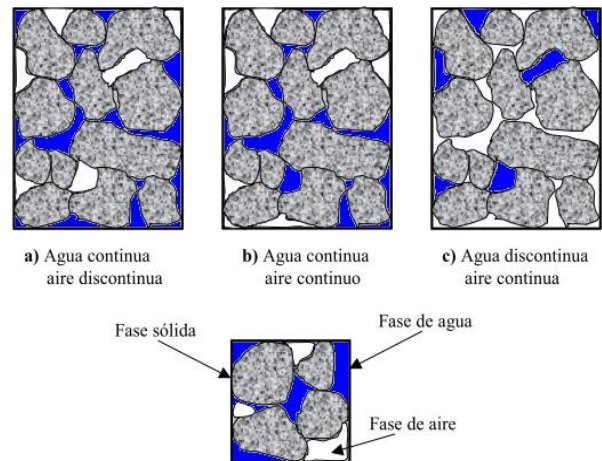


Figura 9. Clasificación de los suelos no saturados por Wroth & Houlsby, 1985

Fuente: Barrera Bucio & Garnica Anguas (2002)

También se clasifica según la estructura; esta incide en las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo; por ejemplo, un suelo con estructura abierta al saturarse puede llegar al colapso, pero un suelo con estructura cerrada al saturarse puede llegar a expandirse (Barrera & Garnica, 2002). Existen tres tipos de estructuras, que se muestran en la figura 10.

- **Estructura Matricial con algunas partículas de arena:** al variar la saturación presenta cambios de volumen más notables que las demás estructuras.
- **Estructura de agregados de partículas elementales:** presenta cambios volumétricos no tan apreciables.
- **Estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos.**

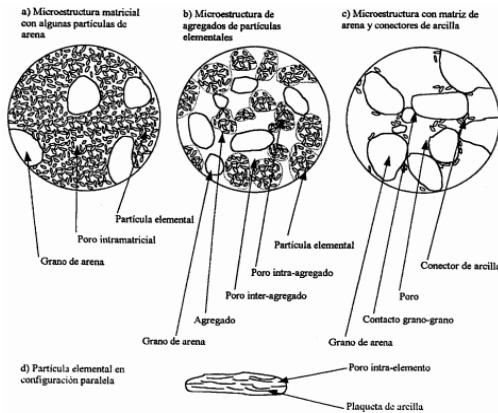


Figura 10. Estructuras del suelo, según Alonso, Gens & Hight 1987

Fuente: Barrera & Garnica (2002)

Succión

El suelo puede presentar presión de poro positiva o negativa. La primera corresponde a la presión de poro cuando el suelo se encuentra completamente saturado y esta es mayor que la presión atmosférica. Por otro lado, cuando el suelo se encuentra parcialmente saturado, la presión de poro es menor que la presión atmosférica y se considera negativa (succión). Además, justamente en la superficie freática, la presión de poro iguala la presión atmosférica y se considera nula (Zuluaga Betancur, 2016).

La succión es un fenómeno de los suelos no saturados. Ocurre cuando el suelo es capaz de absorber agua sin adicionarle agua de la presión atmosférica. Lu & Likos (2006) menciona que la fuerza de succión incluye “las fuerzas de van der Waals, la repulsión eléctrica de doble capa y la atracción neta derivada de la cementación química en los contactos de grano, (Debido a que estas fuerzas dependen conjuntamente de las propiedades físicas y químicas del sistema suelo-

agua, es decir, la mineralogía, el área de la superficie, la química del agua de poro, se suelen denominar fuerzas fisicoquímicas); también incluyen fuerzas atractivas adicionales que surgen de la tensión superficial en las interfaces aire-agua y las fuerzas atractivas que surgen de la presión del agua de poros típicamente negativa” (Lu & Likos, 2006).

La succión total debe ser considerada en el estado de esfuerzos. La succión se compone de la succión matricial y la succión osmótica (ecuación 1)

$$S_t = S_m + S_{osm}$$

Ecuación 1

La succión matricial, S_m , es la succión negativa del agua intersticial (Barrera & Garnica, 2002). Se compone de la fuerza capilar, asociada al agua entre agregados (la capilaridad aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada y se genera gracias a la tensión superficial del líquido), y la fuerza de adsorción (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002). Los efectos matriciales provienen de las presiones desarrolladas por el menisco capilar y la adsorción del agua debido a fuerzas ejercidas por las superficies de las partículas. Estas son cuantificadas de forma global debido a la dificultad de diferenciarlas (Jiménez Salas (1993) mencionado por Alfaro Soto (2008)).

Por otro lado, la succión osmótica (S_{osm}) es la succión negativa del agua libre (Barrera & Garnica, 2002). Se refiere al efecto de la concentración de los solutos. “La mayor concentración del agua del suelo causa una atracción de las moléculas de agua pura y consecuentemente un flujo de estas a través de la membrana semipermeable” (Alfaro Soto, 2008). Normalmente esta succión es despreciada y se trabaja con modelos donde la succión total corresponde a la succión matricial y es calculada como la presión de aire menos la presión de agua ($\mu_a - \mu_w$).

La humedad presente en los suelos no saturados tiene una relación inversa con la succión. Sin embargo, el comportamiento dependerá de la granulometría y la naturaleza de las partículas, de su densidad (índice de poros) y de su compresibilidad (posibles variaciones del índice de poros durante el ensayo) (Croney y Coleman (1961) citados por Barrera & Garnica, 2002).

Curva característica suelo-agua

La curva de retención de agua, o la relación succión-humedad, o SWCC, (Soil-Water Characteristic Curve) representa gráficamente la relación no lineal que existe entre la succión y el grado de saturación de un suelo. El comportamiento depende de varios factores, entre ellos el tipo de material, ya que, si se está evaluando una arena, el agua retenida es baja; por el contrario, en los suelos finos, además de retenerse mayor cantidad de agua, al aumentar la saturación, la succión decrece en menor medida. Se mencionan otros factores que afectan la forma

de la SWCC, como la presencia de sobrecargas y el grado de saturación inicial (Pérez García, 2008).

La SWCC se compone de tres zonas definidas: la “capilar”, la de “saturación” y la “residual”. Se observan en la figura 11 las zonas mencionadas. La primera zona corresponde a un grado de saturación en que el suelo admite la entrada de aire. En la segunda zona, el agua es desplazada por el aire; la fuerza de adherencia del agua con las partículas sólidas aumenta conforme la saturación disminuye. Finalmente, en la última zona, la succión es muy alta; prácticamente el agua presente no fluye y está absorbida por las partículas; para eliminarla se deberá hacer por evaporación (Pérez García, 2008).

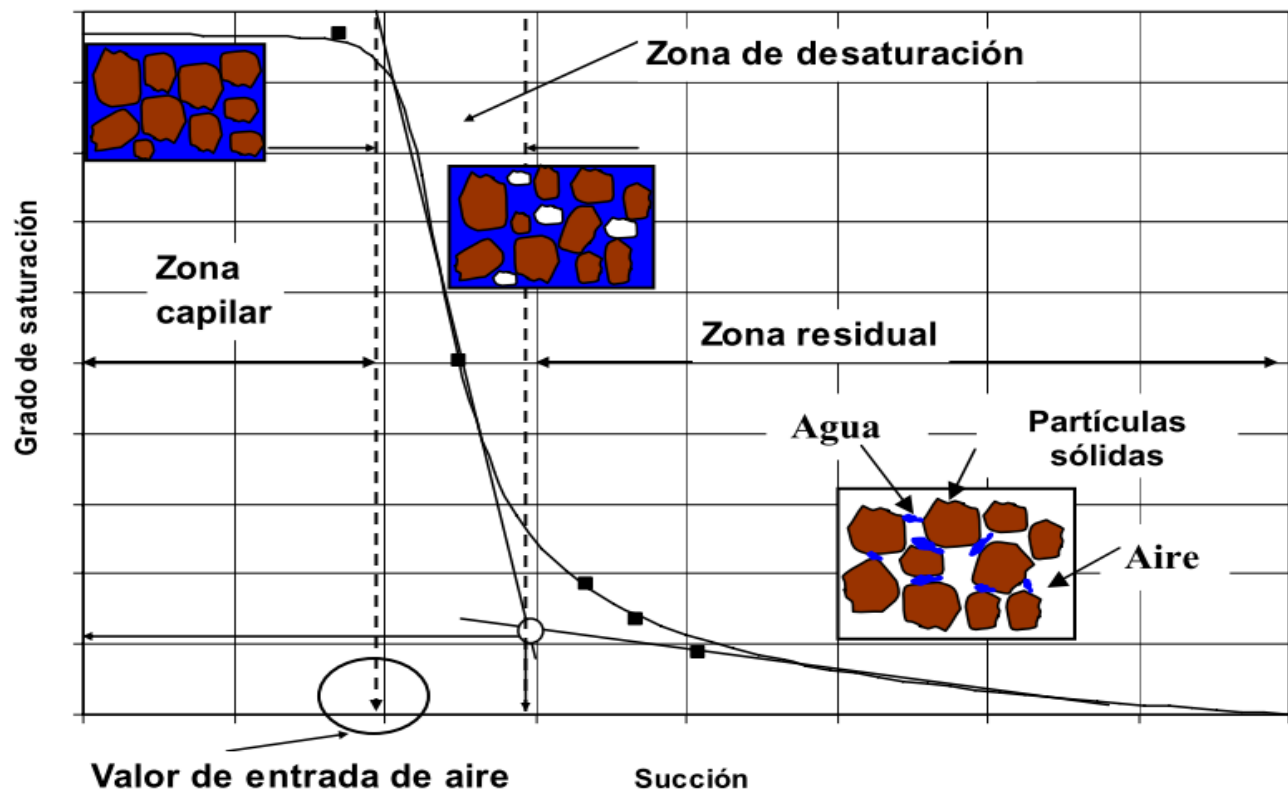


Figura 11. Zonas de la curva característica suelo-agua
Fuente: Pérez García (2008)

Normalmente, los equipos necesarios para obtener la curva característica de suelo-agua no son muy conocidos. Además, la prueba requiere desde días hasta meses para producir resultados. Por esa razón, se han desarrollado tanto métodos

de aproximación de las curvas como equipos de medición en laboratorio o campo. En la figura 12 se ilustra una clasificación de Fredlund, Houston & Houston (2002), tomada de Pérez (2008), de distintas formas de obtener la SWCC.

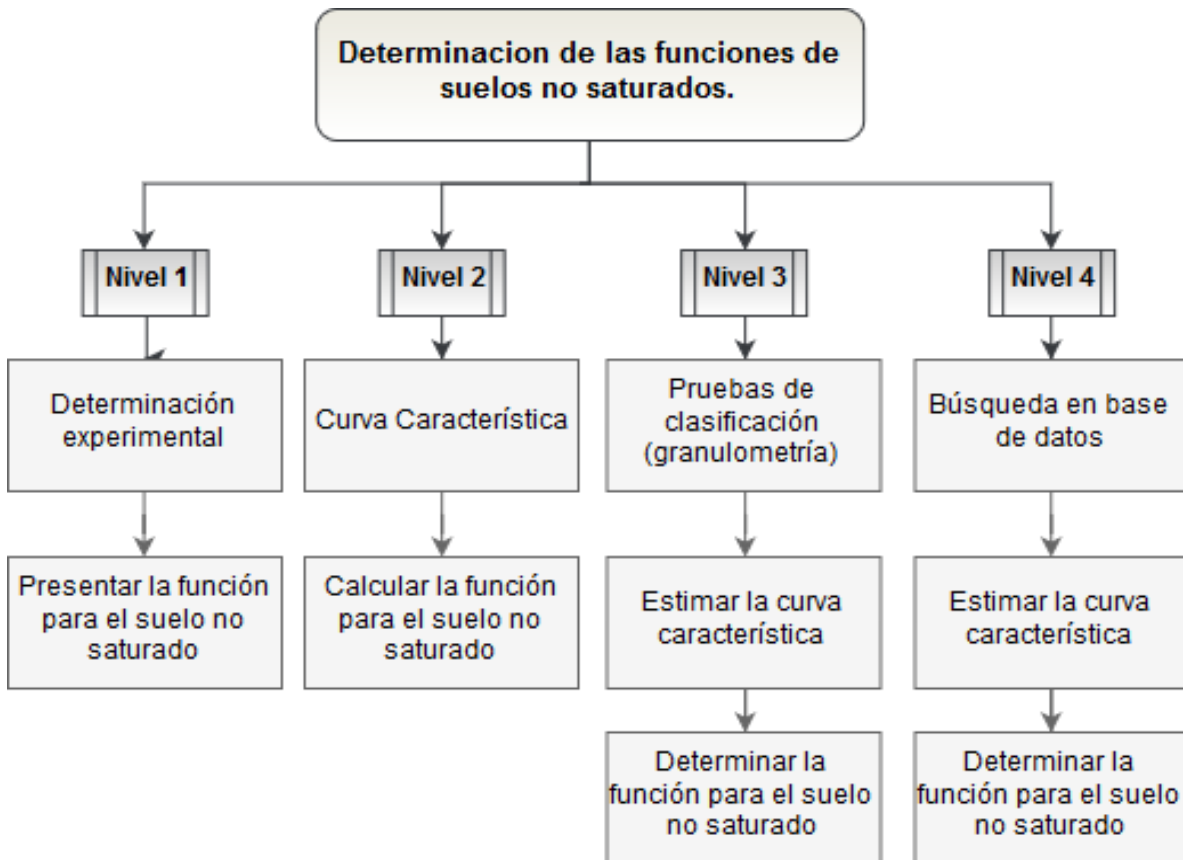


Figura 12. Determinación de las funciones que explican el comportamiento de los suelos no saturados.
Fuente: Pérez García (2008)

La utilización de cada uno de los niveles dependerá de la información disponible del material. Fredlund menciona 4 niveles; el nivel uno es el más certero y representativo, ya que requiere de pruebas exhaustivas del material y la obtención de la SWCC se realiza experimentalmente. El cuarto nivel es el menos exacto, ya que se basa en los índices para encontrar en la bibliografía una curva que lo represente. El nivel 3 se considera como el más utilizado por los profesionales. Sin embargo, algunos laboratorios han realizado el esfuerzo para adquirir el equipo necesario que permita realizar las mediciones según el nivel 1.

Estado de esfuerzos

El estado de esfuerzos se caracteriza con esfuerzos efectivos. Los esfuerzos efectivos corresponden a la diferencia entre el esfuerzo

total, suma de las fuerzas externas, y la presión de poro.

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Ecuación 2

Cuando se trabaja con suelos no saturados, se produce el efecto de la succión matricial. Con las distintas investigaciones los autores han generado formulaciones para obtener esfuerzos efectivos para suelos no saturados. En el cuadro 5 se muestra un resumen de las formulaciones realizado por Fredlund & Morgenstern, (1977), tomado de Alfaro (2008), y en el cuadro 6 se explica el significado de las variables.

CUADRO 5. ECUACIONES PARA TENSIONES EFECTIVAS EN SUELOS NO SATURADOS, DE FREDLUND & MORGENSTERN, 1977, MODIFICADO

Ecuación	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma + p''$	Donald (1956)
$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot u_w$	Croney, Coleman & Black (1958)
$\sigma' = \sigma + \Phi \cdot p''$	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m \cdot p''_m + \chi_s \cdot p''_s$	Aitchison (1973)
$\sigma' = \sigma - u_w \cdot Sr - (1 - Sr) \cdot u_a$	Öberg & Sällfors (1997)

Fuente: Alfaro Soto (2008).

CUADRO 6. PARÁMETROS DE LAS ECUACIONES DE ESFUERZO EFECTIVO DE SUELOS NO SATURADOS, FREDLUND & MORGENSTERN (1977)

χ	Parámetro de esfuerzo efectivo
u_a	Presión de poro de aire
u_w	Presión de poro de agua
p''	Presión del agua por debajo de la atmosférica
β'	Factor de unión
Φ	Parámetro entre 0 y 1
β	Factor estadístico para medición del área de contacto
χ	Parámetros de esfuerzo efectiva para medición de la succión matricial
χ_s	Parámetros de esfuerzo efectiva para medición de la succión osmótica
h_m	Succión matricial
h_s	Succión de osmótica
P''_m	Succión matricial
P''_s	Succión de osmótica
Sr	Grado de saturación
σ'	Esfuerzo efectivo
σ	Esfuerzo total

Fuente: Bagnarello Madrigal (2010) Modificado

Resistencia al corte

Fredlund (1978) propuso una ecuación para el cálculo de la resistencia al corte en suelos no saturados, basado en los términos de $(\sigma - \mu_a)$ y $(\mu_a - \mu_w)$, que como mencionó Alfaro (2008), son variables relativamente fáciles de obtener, ya que la tensión total y la presión del agua pueden ser evaluadas separadamente y la presión del aire corresponde a la atmosférica, que es igual a cero (Alfaro Soto, 2008), sin embargo como se mencionó anteriormente la succión matricial es difícil de obtener. En la figura 13 se muestra la envolvente modificada por la succión. La ecuación planteada es la siguiente.

$$\tau = c' + (\sigma - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b$$

Ecuación 3

Donde,

c' = cohesión aparente.

ϕ' = ángulo de fricción interna del suelo.

ϕ^b = ángulo de fricción interna en relación con la succión matricial.

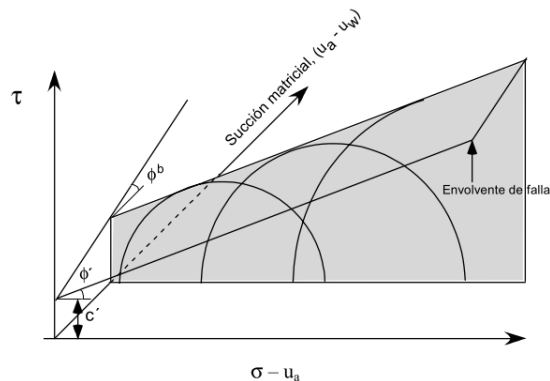


Figura 13. Extensión de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (Fredlund, Morgenstern y Widger, 1978)
Fuente: Barrera Bucio & Garnica Anguas (2002)

Posteriormente, se determinó que la envolvente de Mohr-Coulomb propuesta por Fredlund (1978) no es del todo correcta ya que caracteriza la envolvente de forma lineal. Tiempo después Fredlund (1987) admitió la limitación de su propuesta inicial y propuso una curva envolvente, con un tramo inicial determinado por el ángulo de fricción interna del suelo saturado (Alfaro Soto, 2008). Después de los hallazgos obtenidos se han realizado nuevas investigaciones que caracterizan la resistencia de corte en suelos no saturados, como la de Vilar en 2007.

Análisis de flujo de agua

El flujo del agua en el suelo se diferencia en varias formas, entre ellas se pueden mencionar un flujo “laminar” o uno “turbulento”, que se definen según el número de Reynolds y depende de la trayectoria de las partículas del fluido; si es ordenado o no. Existen también el “transitorio” o el “estable”, en que se toma en cuenta si las características del flujo se mantienen variables o constantes en función del tiempo.

El flujo se considera estable cuando la tasa de entrada del fluido es igual a la tasa de salida, por lo tanto, independientemente del tiempo transcurrido, el flujo será constante.

Por otro lado, en el flujo transitorio, la carga hidráulica es variable con respecto al tiempo. El flujo transitorio se define con la ecuación de Richards, donde se utiliza la ley de Darcy (1856) y se considera la conductividad hidráulica como una función de la succión del suelo o carga de succión (López & Mendoza, 2016). La ecuación 4 es la ecuación de Richards (1931), donde la succión es considerada en el espacio y el tiempo.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(h_m) \frac{\partial h_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(h_m) \left(\frac{\partial h_m}{\partial z} + 1 \right) \right] = C(h_m) \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

Ecuación 4

Donde,

h_m = carga de succión.

$k(h_m)$ = función de conductividad hidráulica

$C(h_m)$ = pendiente de la relación entre el contenido de agua volumétrico y la carga de succión (se obtiene de la SWCC).

Como se observa, para caracterizar el flujo de agua en suelo no saturado, es necesario determinar la curva característica del suelo y la función de conductividad hidráulica. La ecuación 4 se desarrolló según el principio de conservación de la masa; considera las condiciones de frontera variables en el tiempo y una capacidad de almacenamiento variable según el grado de saturación; además “infiere que, para un volumen elemental de suelo dado, la tasa de pérdida o ganancia de agua es conservada, y es igual al flujo neto de entrada y de salida” (Zuluaga Betancur, 2016)

Además, la ecuación 4 se puede resolver mediante la Solución analítica de ecuaciones

diferenciales parciales, el método gráfico aproximado de “redes de flujo transitorias” o con la modelación numérica (método del elemento finito o el método de diferencias finitas) (Zuluaga Betancur, 2016).

Conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica de un suelo corresponde a la capacidad de transportar líquido a través de él (Gallegos, Leal, & Rojas, 2011). Depende de factores como las propiedades del líquido (la viscosidad), la estructura del suelo (la porosidad) y el grado de saturación. En la figura 14 se muestra una curva de conductividad hidráulica, de ejemplo.

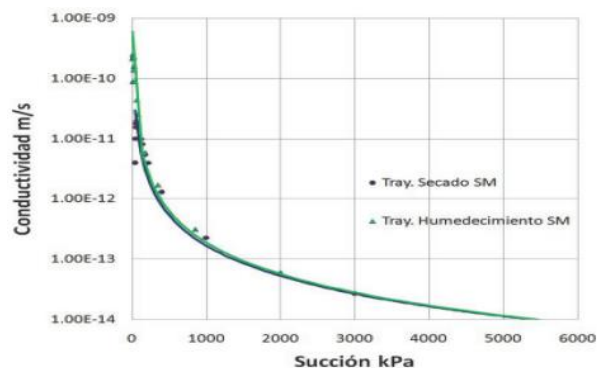


Figura 14. Curva de conductividad hidráulica del suelo
Fuente: Gallegos Fonseca, G., Leal Vaca, J., & Rojas González, E. (2011)

“La conductividad hidráulica sirve para la definición de la interacción agua superficial - agua subterránea, esto permite realizar la valoración de las reservas y recursos subterráneos, porque ayuda a la estimación de la recarga, siendo insumo de los modelos precipitación-infiltración-recarga, procesos que se presentan en el tránsito de flujo por la zona parcialmente saturada” (Gallegos, Leal, & Rojas, 2011)

La función de conductividad hidráulica se puede obtener con pruebas en laboratorio o en el sitio. Sin embargo, al igual que la SWCC, obtener los parámetros resulta complicado; se necesita personal y equipo especializado como cámaras o membranas de presión. En el cuadro 7 se muestran algunos métodos utilizados para medir la permeabilidad de los suelos parcialmente saturados

CUADRO 7. MÉTODOS PARA ESTIMAR LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS, ZEPEDA (2004)

Método	Prueba	Flujo
Campo	Cubierta	E
	Perfil instantáneo	T
	Infiltrómetro de tensión/permeámetro	T
	Penetrómetro de cono	T
Laboratorio	Tradicional de flujo establecido	E
	Centrífuga	E
	Absorción Bruce-Klute	T
	Coeficiente de absorción	T
	Flujo de salida multipasos	T
	Flujo de salida un paso	T
	Multipasos directo	Q
	Flujo de salida continuo	Q
	Perfil instantáneo	T
	Método térmico	E/T

T: transitorio, E= estable, Q=Quasiestable.

Fuente: Zuluaga Betancur, D. (2016)

Existen también modelos que permiten obtener las propiedades hidráulicas teóricas a partir de la SWCC, las características de la estructura y las propiedades hidráulicas. Algunos modelos de estimación de la función de conductividad hidráulica son Gardner (1956), Brooks y Corey (1964), Campbell modificado (1973), Van Genuchten (1980), Leong y Rahardjo (1997) y Fredlund y Xing (1994), cuyo planteo se muestra en la ecuación 5.

$$k(\psi) = k_s \frac{\int_{\ln \psi}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$$

Ecuación 5

Donde,

$k(\psi)$ = función de conductividad hidráulica

b= límite de integración superior ($\ln 10^6$)

ψ = succión del suelo

y= variable ficticia que representa el logaritmo de la succión.

ψ_{aev} = succión correspondiente al valor de entrada de aire.

e^y = número natural elevado a la variable ficticia.

θ = contenido de agua volumétrica.

θ' = derivada de la ecuación de la curva característica del suelo.

θ_s =contenido de agua volumétrico saturado.

Estabilidad de taludes y laderas por infiltración

La infiltración en suelos, de las precipitaciones, produce un flujo transitorio. Suarez (2009) menciona que el agua en contacto con el suelo tiende a infiltrarse; para ello debe “desplazar” el agua ya infiltrada, por los poros del suelo.

Este factor debe tomarse en cuenta cuando se realiza un análisis de estabilidad de taludes. El flujo transitorio genera cambios en el grado de saturación del suelo no saturado; por ende, un cambio de la succión que ocasiona una resistencia al esfuerzo cortante variable. Incluso, puede generar un aumento del nivel freático.

La precipitación causa variaciones en la succión conforme aumenta la profundidad. En algunos estudios del proceso de infiltración se asume que el suelo se satura cerca de la superficie (banda húmeda) hasta una profundidad definida (Zuluaga Betancur, 2016), como se observa en la figura 15. Suarez (2009) menciona que no habrá escorrentía hasta que el “frente húmedo” se encuentre saturado.

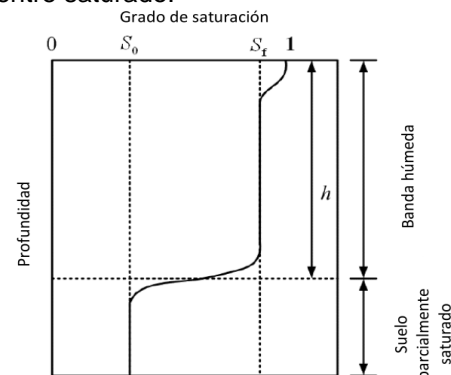


Figura 15. Variación del grado de saturación con la profundidad, durante el proceso de infiltración (Lumb, 1975)

Fuente: Zuluaga Betancur, D. (2016)

Zuluaga (2016) explica el efecto de las precipitaciones sobre la estabilidad de taludes y laderas; indica que depende de la intensidad de la lluvia y del volumen de agua caída; además menciona que cuando la zona se encuentra en época seca, el suelo por encima del nivel freático se puede encontrar seco o parcialmente saturado, lo que implica un aumento en la resistencia.

Por otro lado, cuando en la zona las precipitaciones son prolongadas, el grado de saturación va aumentando hasta poder llegar a la saturación total. Como resultado la resistencia al corte disminuye porque la succión disminuye y el

nivel freático aumenta. Zuluaga (2016) menciona que el tiempo necesario para estos cambios depende de la permeabilidad de los suelos y del tipo de lluvia. Si la precipitación es en un periodo corto, pero es intensa, afectará a los suelos permeables, mientras que si la precipitación es menos intensa pero prolongada, perjudicará principalmente a los suelos cohesivos.

Para analizar estos aspectos se deben considerar la precipitación que se infiltra, la intensidad y la duración de la lluvia. Otros factores también inciden en la infiltración, como el nivel freático, la vegetación y la estratigrafía del suelo. Normalmente los efectos de las precipitaciones se describen solo como cambios del nivel freático, sin considerar el fenómeno que conllevan, debido a la complejidad de las formulaciones.

SVFLUX

Existen programas computacionales que permiten realizar un análisis de flujo por medio del método de elemento finito. Entre ellos se puede mencionar el programa SVFLUX, que forma parte del paquete SVOOffice 2009 de la compañía SoilVision Systems Ltd. Para resolver el flujo, se utiliza como base la ecuación de Richard (1931), o ecuación 4.

Zuluaga (2016) menciona que el programa “(...) divide el modelo de flujo en pequeños elementos. Dentro de cada elemento finito se asume que la carga hidráulica varía linealmente, y mediante el enfoque variacional [sic] se resuelve la ecuación de Richards” (Zuluaga Betancur, 2016).

Para realizar el análisis, el programa requiere que se ingrese el modelo con una geometría representativa, las características hidráulicas del material y las condiciones de frontera. La precipitación se puede ingresar al modelo como una condición de frontera, ya que se debe especificar el flujo por unidad de tiempo y por unidad de área del suelo infiltrada.

SVFLUX permite importar la presión de poro del suelo debida al proceso de infiltración a programas como SVSLOPE; de esta forma, se puede analizar la estabilidad de un talud o una ladera considerando el efecto que puede generar la infiltración. Zuluaga (2016), en la tesis para el grado de Maestría en Geotecnia, enumera algunas recomendaciones que facilitan el análisis de flujo tridimensional, de manera que pueda ser acoplado a un programa de análisis de estabilidad.

- Contar con un equipo con la capacidad computacional de realizar análisis en un tiempo corto, especialmente, cuando se tiene material parcialmente saturado y un modelo tridimensional.
- Al elaborar la geometría del modelo, recomienda simplificar este, para requerir menor tiempo de análisis.
- Probar cuando sea posible combinaciones diferentes de condición de frontera para determinar una mejor convergencia.
- Utilizar varios métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad, y así comprobar los resultados (recomienda Morgenstern-Price y Spencer y Bishop).

Humedad del suelo

Existen también modelos que permiten el cálculo de la humedad del suelo partiendo de la precipitación. Se han desarrollado métodos directos como representaciones teóricas. Valverde Ruiz (2010) explicó el método directo, el cual consiste en la medición periódica de la humedad, extrayendo una muestra del suelo y examinándola en el laboratorio. La humedad obtenida se relaciona con la precipitación acumulada en milímetros, a la fecha de extracción de la muestra. Los resultados son graficados, y con la curva se puede conocer la humedad del suelo según el nivel de precipitación dado (Valverde Ruiz, 2010). Este método implica un estudio detallado en un tiempo prolongado.

Por otro lado, Schosinsky & Losilla (1999) desarrollaron un modelo analítico teórico para determinar la infiltración con base en la lluvia mensual mediante un balance de suelos. Para obtener la ecuación, el autor realizó mediciones en campo, con bandas pluviográficas, de la intensidad de la lluvia en las zonas analizadas. Luego, obtuvieron correlaciones entre una infiltración potencial mensual, el valor de infiltración básico del suelo y la precipitación mensual. También consideraron la pendiente topográfica, la cobertura vegetal y la interceptación de lluvia en las hojas como factores de ajuste de la infiltración (Schosinsky & Losilla, 1999). Con este modelo se describe el proceso de infiltración teórico, ya que se pueden obtener la humedad del suelo por la precipitación y la recarga del nivel freático.

Metodología

El proyecto se conformó de dos etapas principales. La primera etapa se basó en el estudio y reconocimiento del programa SVSLOPE, desarrollado por la compañía SoilVision Ltd., para el análisis de estabilidad de la ladera de San Miguel. Además, se confeccionó un manual que contempla la experiencia generada y limitaciones que se identificaron del programa SVSLOPE. El manual cuenta con las interfaces más importantes del programa, y se explican brevemente las funciones de las opciones que ofrece.

La segunda etapa del proyecto consistió en analizar con el programa SVSLOPE la ladera mencionada. Se debió contar con las características de la zona en estudio, para que los resultados del análisis de estabilidad fueran representativos la condición real de la ladera.

Las pruebas en sitio y en el laboratorio fueron realizadas por el ICE en el 2012, de modo que el modelo geotécnico fue definido por los profesionales del área. La información recopilada se encuentra plasmada en el Informe Geológico Geotécnico del ICE, donde se realizó una evaluación y análisis del deslizamiento ocurrido en la Comunidad de San Miguel de Cachí. Los principales hallazgos del informe se encuentran en la sección de “Antecedentes” de este proyecto. Del informe se seleccionaron los insumos de entrada para el programa SVSLOPE.

Para realizar el análisis de estabilidad de la ladera se consideró el efecto que tiene la infiltración debido a la precipitación, por lo tanto, las características de los suelos no saturados se tomaron como insumo importante para el programa utilizado.

Alguna información necesaria para generar el modelo no fue determinada por el área de Ingeniería Geotécnica del ICE, como por ejemplo, la curva característica de suelo-agua y la función de conductividad hidráulica. Para la obtención de esta información se implementaron modelos teóricos basados en las características físicas del suelo.

La infiltración de la lluvia fue considerada en dos modelos independientes; un modelo de Balance Hídrico según Schosinsky (2006) y un modelo numérico con el programa SVFLUX, los cuales se explicarán con detalle más adelante. Ambos modelos de infiltración analizan el comportamiento hidráulico de la ladera para las lluvias del año 2012.

Se contrastaron los factores de seguridad en condición estática obtenidos con SVSLOPE cuando se integran al programa los resultados de los dos modelos de infiltración. Además, se realizó un análisis de estabilidad en condiciones estática y seudoestática, utilizando la ubicación del nivel freático supuesto por el ICE para comparar los factores de seguridad obtenidos en el modelo 2D del ICE y el modelo 3D con SVSLOPE.

Modelo geotécnico

SVSLOPE permite importar superficies para la creación del modelo geotécnico. Las superficies pueden caracterizar la topografía del terreno o el contacto entre las capas estratigráficas. El ICE proporcionó las superficies en ArcGis, que fueron construidas a partir de los puntos topográficos levantados en el 2012 y dos perfiles geofísicos. Se trabajó con tres superficies: la primera corresponde a la topografía del terreno; la segunda corresponde al contacto entre las unidades geotécnicas 1 y 2, y la tercera caracteriza el contacto entre las unidades geotécnicas 2 y 3. Las superficies fueron manipuladas en AutoCAD CIVIL 3D 2013, ya que rotaron con la función 3DROTATE para alinear el Sureste con el eje X del SVSLOPE, de modo que coincidieran con la dirección de deslizamiento asumida por el ICE.

Para definir las características geotécnicas del material se utilizó el modelo de resistencia de Mohr-Coulomb para suelos que se encuentran saturados, donde se solicitan la

cohesión y el ángulo de fricción. Los suelos no saturados se caracterizaron según Fredlund & Xing (1994). A continuación, se explican los principales parámetros que se debió definir.

Curva característica suelo-agua

La curva característica suelo-agua (también conocida como SWCC por sus siglas en inglés) se puede obtener de forma experimental, las técnicas de laboratorio que se utilizan son el empleo de una celda de presión, el método de papel filtro; también, por medio de muestras colocadas en equipos triaxiales; otros métodos utilizan soluciones salinas o celdas de membranas (Pérez García, 2008).

En el caso en estudio, no se tuvo acceso al material para realizar pruebas, porque el ICE en 2012 no hizo pruebas para determinar la curva característica del suelo-agua, así que se utilizaron información bibliográfica y estimaciones empíricas que a continuación se describen.

Se utilizó el modelo de Fredlund & Xing (1994) para modelar el suelo no saturado en el programa SVSLOPE. Para construir la curva, el modelo se basa en cuatro parámetros característicos. La ecuación 6 y la ecuación 7 muestran la definición de la curva característica suelo-agua mencionada anteriormente, tomada del manual de Teoría del programa SVSLOPE de SoilVision.

$$\theta(u_a - u_w) = C(u_a - u_w) \cdot \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{u_a - u_w}{a_f} \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}}$$

Ecuación 6

$$C(u_a - u_w) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{(1 \times 10^6)}{(u_a - u_w)_r} \right)}$$

Ecuación 7

Donde,

a_f = parámetro indirectamente relacionado con el valor de entrada de aire del suelo

n_f = parámetro que está relacionado con la inclinación de la curva característica suelo-agua, que indica la tasa que el agua puede extraerse del suelo una vez que el valor de entrada de aire es excedido

m_f = parámetro que está relacionado con la forma de la curva característica suelo-agua y el contenido de agua residual

$C(u_a - u_w)$ = factor de corrección, que es una función de la succión matricial. Asegura que la curva pasa a través de 1 000 000 kPa de succión a un contenido de agua igual a θ_r

$(u_a - u_w)_r = h_r$ = parámetro relacionado con la succión en la que se produce el contenido de agua residual. A menudo se puede aproximar a 3000 kPa (SoilVision Systems Ltd, 2013)

En la figura 16 se muestra gráficamente dónde se ubican en la SWCC la entrada de aire y el agua residual, así como la succión residual.

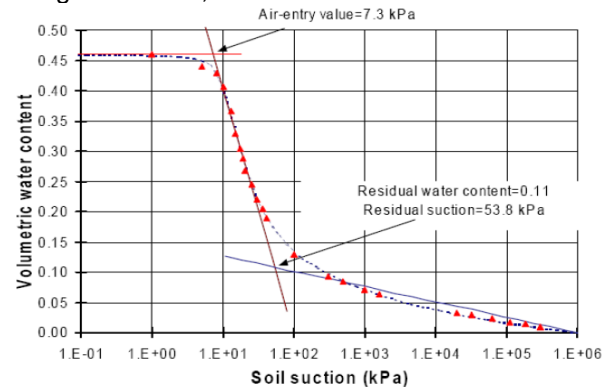


Figura 16. Ejemplo de curva característica suelo-agua y valores representativos

Fuente: SoilVision Systems Ltd. (2009)

Como se mencionó anteriormente, el programa solicita los parámetros a_f , n_f , m_f y h_r para definir la curva característica suelo-agua. Autores como Perera & Zapata (2005) a partir de mediciones directas de la curva característica suelo-agua definieron correlaciones empíricas que permiten establecer parámetros a_f , n_f , m_f y h_r . La metodología propuesta por Perera et al. (2005) utiliza como datos de entrada las características de la textura, así como la distribución del tamaño del grano y el índice de plasticidad (PI) para estimar los parámetros propuestos por Fredlund & Xing (1994).

Para realizar estas estimaciones Perera et al. (2005) ensayaron suelos de 30 carreteras de Estados Unidos; también utilizaron una base de datos recopilada por Zapata (2000) que obtuvo de publicaciones que se habían realizado a la fecha, así como ensayos realizados, para determinar la variabilidad que existe en las SWCC definida por distintos métodos en el laboratorio. Zapata (2000) menciona que para el análisis utilizó arenas, arcillas y limos. La figura 17 muestra los materiales utilizados; además, contrasta las curvas

características suelo - agua del suelo en el caso de estudio.

A continuación, se muestran las ecuaciones para suelos no plásticos como para suelos plásticos que permiten estimar la SWCC.

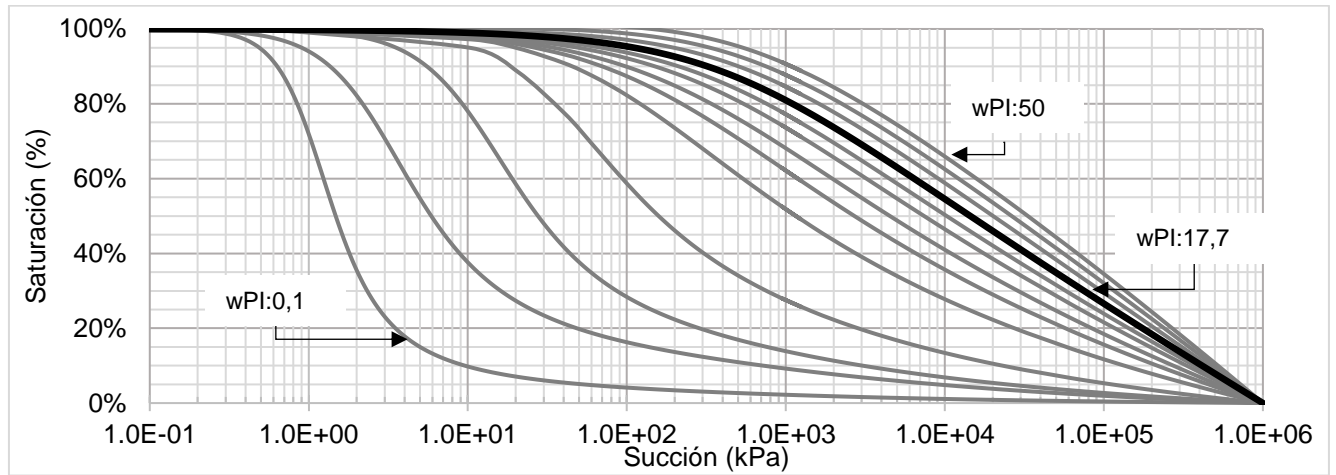


Figura 17. Familia de SWCC de suelos plásticos usada por Zapata (2000)
Fuente: Perera et al. (2005)

Suelos no plásticos

$$a_f = 1.14a - 0.5 \quad \text{Ecuación 8}$$

$$a = -2.79 - 14.1 \log(D_{20}) - 1.9 \times 10^{-6} P_{200}^{4.34} + 7 \log(D_{30}) + 0.055 D_{100} \quad \text{Ecuación 9}$$

$$D_{100} = 10^{\left[\frac{40}{m_1} + \log(D_{60}) \right]} \quad \text{Ecuación 10}$$

$$m_1 = \frac{30}{[\log(D_{90}) - \log(D_{60})]} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$n_f = 0.936b - 3.8 \quad \text{Ecuación 12}$$

$$b = \left\{ 5.39 - 0.29 \ln \left[P_{200} \left(\frac{D_{90}}{D_{10}} \right) \right] + 3D_0^{0.57} + 0.021 P_{200}^{1.19} \right\} m^{0.1} \quad \text{Ecuación 13}$$

$$D_0 = 10^{\left[\frac{-30}{m_2} + \log(D_{30}) \right]} \quad \text{Ecuación 14}$$

$$m_2 = \frac{20}{[\log(D_{30}) - \log(D_{10})]} \quad \text{Ecuación 15}$$

$$m_f = 0.26e^{0.758c} + 1.4D_{10} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$c = \log(m_2^{1.15}) - \left(1 - \frac{1}{n_f} \right) \quad \text{Ecuación 17}$$

$$h_{rf} = 100 \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde,

D_{10} = diámetro por debajo del cual queda el 10% del suelo en peso

D_{60} = diámetro por debajo del cual queda el 60% del suelo en peso

D_{30} = diámetro por debajo del cual queda el 30% del suelo en peso

Suelos plásticos

$$a_f = 32.835\{\ln(wPI)\} + 32.438 \quad \text{Ecuación 19}$$

$$n_f = 1.421(wPI)^{-0.3185} \quad \text{Ecuación 20}$$

$$m_f = -0.2154\{\ln(wPI)\} + 0.7145$$

Ecuación 21

$$h_{rf} = 500$$

Ecuación 22

Donde,
wPI= Índice Ponderado de Plasticidad, que se obtiene con el producto de P_{200} (expresado como decimal) y el PI.

Función de conductividad hidráulica

La función de conductividad hidráulica se puede obtener a partir de la curva característica del suelo. SVFLUX posee varias estimaciones teóricas dentro de su código, entre ellas se encuentra la estimación de Fredlund, Xing & Huang (1994), el cual presentaron una modificación de la integración de Mualem (1976).

Este método consiste en dividir la curva característica en “m” intervalos iguales. En cada punto medio se determina el contenido volumétrico de agua y su correspondiente succión (Gallegos, Leal, & Rojas, 2011), por lo tanto, la ecuación 23 y la ecuación 24 describe una forma de obtener la función de conductividad hidráulica a partir del SWCC.

$$k_w(\theta_w) = \frac{k_s}{k_{sc}} A_d \sum_{j=i}^m \{(2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2}\}$$

Ecuación 23

$$A_d = \frac{T_s^2 \gamma_w g \theta_s^P}{2\mu_w N^2} \left[\frac{m}{s} kPa^2 \right]$$

Ecuación 24

Donde,
 $k_w(\theta_w)$ = coeficiente de permeabilidad del agua
m= cantidad de divisiones realizadas a la SWCC
 k_s = coeficiente de permeabilidad saturado
 k_{sc} = coeficiente de permeabilidad saturado teórico (m/s)
 A_d = constante de ajuste
TS= tensión superficial del agua (kN/m)
 γ_w =densidad del agua (kg/m³)
g= aceleración de la gravedad (m/s²)
 μ_w = viscosidad absoluta del agua (Ns/m²)
 θ_s = contenido volumétrico de agua en la saturación

P=constante que cuenta para la interacción de poros de varios tamaños (igual a 2)

N= número total de intervalos calculados entre el contenido volumétrico de agua saturado

$(u_a - u_w)$ = succión mátrica correspondiente al j-ésimo intervalo en (kPa)

u_a = representa la presión del aire de poro

u_w = presión del agua de poro.

Modelo de infiltración

Para la simulación de la infiltración de la precipitación se utilizaron dos modelos; el primero corresponde al “modelo teórico de balance hídrico” y el segundo modelo consiste en un “análisis de la infiltración mediante flujo computacional con el programa SVFLUX 2009”.

El modelo manual teórico de balance hídrico consiste en calcular la humedad del suelo y la recarga del nivel freático. De acuerdo con esto, el análisis de estabilidad se realizó variando la posición del nivel freático y la succión del suelo no saturado según la curva característica de suelo-agua y el modelo de humedad de Schosinsky (2006) en el programa SVSLOPE.

El modelo de infiltración computacional con SVFLUX consiste en ingresar como condición de frontera la precipitación. Se realiza el análisis de flujo y se obtienen las presiones de poro que posteriormente son importadas al programa SVSLOPE.

A continuación, se explicará cada modelo con detalle.

Modelo de humedad teórico de balance hídrico

Schosinsky & Losilla (1999) mencionan que de la precipitación solo una fracción toca la superficie, y de esta fracción solo una parte es infiltrada, otra se convierte en escorrentía y otra es evaporada. El agua que no toca la superficie es interceptada por el follaje de las plantas. El cálculo de la lluvia interceptada por el follaje dependerá de la densidad del follaje (C_{fo} , coeficiente de follaje, corresponde al porcentaje de la lluvia mensual que es retenida en el follaje) y la precipitación (P). La ecuación 25 y la ecuación 26 muestran el cálculo de la fracción interceptada por el follaje:

$$C_{fo} = \begin{cases} 0.12; \text{densidad de follaje normal} \\ 0.2; \text{bosque muy densos} \end{cases}$$

Ecuación 25

$$Ret = \begin{cases} P; & P \leq 5\text{mm/mes} \\ P \cdot C_{fo}; & P \cdot C_{fo} \geq 5\text{mm/mes} \\ 5; & P \geq 5\text{mm/mes} \wedge P \cdot C_{fo} \leq 5\text{mm/mes} \end{cases}$$

Ecuación 26

Donde,

C_{fo} = coeficiente de follaje

P= precipitación mensual [mm/mes]

Ret= retención de lluvia en el follaje [mm/mes]

Luego se debe calcular el coeficiente de infiltración. Este se calcula según el Manual de Instrucciones de Estudios Hidrogeológico, que propone la ecuación 27.

$$Ci = (K_p + K_v + K_{fc}) \leq 1$$

Ecuación 27

Donde,

C_i = coeficiente de infiltración

K_p = fracción que infiltra por efecto de pendiente obtenido del cuadro 8

K_v = fracción que infiltra por efecto de cobertura vegetal obtenido del cuadro 8

K_{fc} = fracción que infiltra por textura del suelo obtenido de la ecuación 28.

Schosinsky propone los valores característicos de los parámetros del coeficiente de infiltración. En el cuadro 8 se muestran estos valores.

CUADRO 8. COMPONENTES DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN PROPUESTO POR SCHOSINSKY & LOSILLA, 1999		
Por pendiente	Pendiente	K_p
Muy plana	0.02%-0.06%	0,30
Plana	0.3%-0.4%	0,20
Algo plana	1%-2%	0,15
Promedio	2%-7%	0,10
Fuerte	mayor de 7%	0,16
Por cobertura vegetal		K_v
Cobertura con zacate menos del 50%		0,09
Terrenos cultivados		0,10
Cobertura con pastizal		0,18
Bosques		0,20
Cobertura con zacate más del 75%		0,21

Fuente: Schosinsky, G., & Losilla, M. (1999)

La fracción que infiltra por textura del suelo se obtiene a partir de la permeabilidad [mm/día] del suelo saturado a los 30 cm de profundidad (f_c), el cual es medido en campo. La ecuación 28 muestra el cálculo del k_f .

$$\begin{cases} 0,267\ln(f_c) - 0,000154f_c - 0,723; & 16 > f_c < 1568 \\ \frac{0,0148f_c}{16}; & f_c < 16 \\ 1; & f_c > 1568 \end{cases}$$

Ecuación 28

Los valores típicos de la permeabilidad [mm/día] del suelo saturado a los 30 cm de profundidad (f_c) según el suelo se indican en el cuadro 9

CUADRO 9. PERMEABILIDAD DEL SUELO SATURADO TÍPICO (MM/H)	
Grupo	f_c
A	11,43-7,62
B	7,62-3,81
C	3,81-1,27
D	1,27-000

Fuente: Ruiz, E. R., & Martínez, M. S. (2015)

Ruiz & Martínez (2015) subclasifican el suelo en cuatro clases.

- Grupo A: suelo con potencial de escorrentía mínimo, como arenas muy profundas como poco limo y arcilla
- Grupo B: suelo arenoso menos profundo que el grupo A
- Grupo C: suelo superficial con mucha arcillas y coloides
- Grupo D: suelo con potencial de escorrentía máximo

Se debe calcular la precipitación que infiltra el suelo mensualmente; esto se logra según la ecuación 29.

$$Pi = C_i(P - Ret)$$

Ecuación 29

Donde,

P_i = precipitación que infiltra mensualmente al suelo en [mm/mes]

P= precipitación mensual [mm/mes].

También se calcula la escorrentía superficial, ESC, [mm/mes], que se obtiene de restarle a la precipitación mensual el agua que la retiene, el follaje y el agua que se infiltra.

$$ESC = P - Ret - Pi$$

Ecuación 30

Para realizar el balance hídrico se debe conocer la capacidad de campo (máxima humedad de un suelo no saturado) y el punto de marchitez (humedad mínima de un suelo no saturado) del suelo; se puede aproximar del cuadro 10. También se debe aproximar la profundidad de las raíces extractoras de agua.

CUADRO 10. PUNTO DE MARCHITEZ PERMANENTE Y CAPACIDAD DE CAMPO EN PORCENTAJE POR PESO DE SUELO SECO DE DIFERENTES TEXTURAS DE SUELOS (GRASSI, 1976).			
Textura del suelo	Porcentaje por peso de suelo seco		
	PM%	CC%	Densidad aparente (g/cm³)
Arenoso	2-6	6-12	1,55-1,80
Franco Arenoso	4-8	10-18	1,40-1,60
Franco	8-12	18-26	1,35-1,50
Franco-arcilloso	11-15	23-31	1,30-1,40
Arcilloso-arenoso	13-17	27-31	1,25-1,35
Arcilloso	15-19	31-39	1,20-1,30

Fuente: Schosinsky, G. (2006)

Se calcula la evapotranspiración potencial del suelo, para lo cual existen varias fórmulas. La ecuación 31 muestra un cálculo basado en condiciones climáticas de la zona.

$$ETP \text{ (mm/mes)} = (8,10 + 0,46T) Ps$$

Ecuación 31

Donde,

ETP= evapotranspiración potencial en [mm/mes]
T= temperatura media mensual en [grados centígrados] (dato meteorológico)
Ps= porcentaje de horas de luz solar mensual, con respecto al año [%]

Se debe calcular el coeficiente de humedad del suelo considerando la evapotranspiración (máxima) (ecuación 33) y sin considerarla (mínima) (ecuación 32). Estos valores deben ser mayores que 0 y menores que 1; de dar negativo se utiliza 0 y de dar mayor que 1 se utiliza 1. Se obtiene un coeficiente promedio, y luego la evapotranspiración real promedio (ecuación 35). A continuación, se muestran los cálculos.

$$C1 = (HSi - PM + Pi) / (CC - PM)$$

Ecuación 32

$$C2 = (hsi - PM + Pi - ETR1) / (CC - PM)$$

Ecuación 33

$$ETR1 = (C1)(ETP)$$

Ecuación 34

$$ETPR \text{ (mm/mes)} = ((C1 + C2)/2) ETP$$

Ecuación 35

Donde,

C1= coeficiente de humedad al final del mes antes de que ocurra la evapotranspiración

hsi= humedad al inicio del mes, humedad de suelo inicial en [mm]

PM= punto de marchitez en [mm]

Pi= precipitación que infiltra en [mm/mes]

CC= capacidad de campo en [mm]

C2= coeficiente de humedad al final del mes, después de que ocurra la evapotranspiración

ETR1= evapotranspiración potencial real [mm/mes], considera la humedad correspondiente al coeficiente C1

ETP= evapotranspiración potencial [mm/mes]

ETPR= evapotranspiración real tentativa promedio, en una zona, ocurrida durante el mes [mm/mes].

Es importante mencionar que se debe realizar la conversión de los porcentajes, por peso del suelo, del punto de marchitez y la capacidad de campo a porcentajes por volumen y luego a milímetros de agua. Esto se realiza con la ecuación 36 y la ecuación 37.

$$\% \text{ por volumen} = \% \text{ por peso del suelo} \cdot DA$$

Ecuación 36

$$\text{mm agua} = \% \text{ humedad por volumen} \cdot PR$$

Ecuación 37

Donde,

DA= densidad aparente (g/cm³)

PR= profundidad de las raíces,

Para obtener la evapotranspiración real (ecuación 39), se debe verificar si la planta evapotranspira el potencial o la humedad disponible (HD) (ecuación 38) (Valverde Ruiz, 2010). A continuación, se muestran los cálculos.

$$HD \text{ (mm/mes)} = HSi + Pi - PM$$

Ecuación 38

$$ETR = \begin{cases} ETPR * ETP; & ETPR \leq HD \\ HD; & ETPR > HD \end{cases}$$

Ecuación 39

Se puede calcular la humedad de la franja del suelo del suelo al final del mes, con la ecuación 40.

$$HS_f = HD + PM - ETR < CC$$

Ecuación 40

Luego, la recarga del acuífero se realiza cuando el agua infiltrada es más que la necesaria para alcanzar la capacidad de campo y que se genere la evapotranspiración. La recarga se genera con el agua sobrante. La ecuación 41 muestra el cálculo.

$$R_p = P_i + HS_i - HS_f - ETR$$

Ecuación 41

Donde,

R_p = recarga potencial mensual en mm/mes

P_i = precipitación que infiltra en mm/mes

HS_f = humedad del suelo al final del mes en mm

ETR = evapotranspiración real en mm/mes.

Cálculo de la saturación a partir de la humedad del suelo

Al conocer el peso específico saturado y el peso específico en sitio con su respectiva humedad, se puede conocer la gravedad específica y la relación de vacíos.

$$\gamma_T = \frac{G_s * \gamma_w (1 + \omega)}{(1 + e)}$$

Ecuación 42

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{(1 + e)}$$

Ecuación 43

Donde,

γ_T = peso específico total (húmedo) (kN/m³)

G_s = gravedad específica

ω = Humedad del suelo (%)

e = relación de vacíos

γ_{sat} = peso específico saturado (kN/m³)

Luego con estos resultados es posible calcular el grado de saturación (S) para una humedad del suelo.

$$S = \frac{\omega \cdot G_s}{e}$$

Ecuación 44

Resistencia al corte para suelos no saturados

La ecuación 45 representa la propuesta de Fredlund et al., 1996, mencionado por el Manual Teórico SVSLOPE 2013, para el cálculo de la resistencia al corte no lineal para suelos no saturados, utilizado por el programa SVSLOPE de SoilVision.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \theta_d^K \tan \phi'$$

Ecuación 45

$$\theta_d = \theta(u_a - u_w) / \theta_s$$

Ecuación 46

Donde,

$\theta(u_a - u_w)$ = contenido agua volumétrica a una succión dada

θ_s = contenido agua volumétrica en el suelo saturado

K = parámetro de ajuste, con un valor cercano a 1, para arenas; se incrementa hasta 3 con el valor máximo de plasticidad. Se calcula con la figura 18.

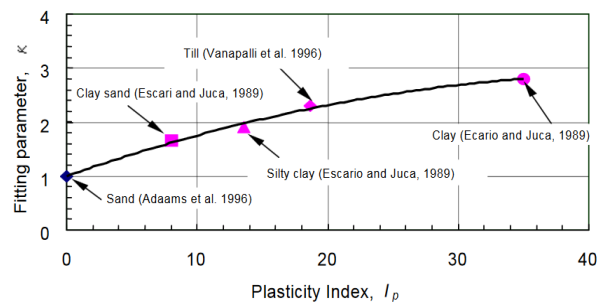


Figura 18. Aproximación de la variación del parámetro K según la plasticidad del material, de Vanapalli and Fredlund, 2000

Fuente: Vanapalli, et al (2008)

Análisis estadístico

Se realizaron pruebas estadísticas para comparar los factores de seguridad obtenidos por el modelo 2D que generó el ICE y los factores de seguridad obtenidos a partir del modelo 3D generado con SVSLOPE para el presente trabajo. Se tomaron en cuenta solo los datos que podían ser comparados entre sí. Estos serían los factores de seguridad pseudoestáticos 2D y 3D, así como los factores de seguridad estáticos cuando el modelo se encuentre completamente saturado. Las pruebas estadísticas ofrecen información valiosa y permiten comparar dos o más grupos de datos.

Para el proyecto se trabajó con pruebas de hipótesis de dos variables independientes. Al trabajar con modelos independientes y que toman consideraciones distintas, se debe contar con pruebas estadísticas que infieran la significancia de los datos.

Se utilizaron cuatro pruebas estadísticas: una prueba de t-student., la prueba de Shapiro, la prueba de ANOVA y la prueba de correlación de Pearson. Para el análisis estadístico se empleó el lenguaje de programación R (R Core Team, 2016). R es un programa computacional de libre acceso; se le conoce como “una solución de código abierto para el análisis de datos que está respaldada por una comunidad de investigación grande y activa en todo el mundo” (Kabacoff, 2015). Permite analizar y explorar los datos de una forma interactiva; además cuenta con los más avanzados métodos de análisis de datos, que están en constante actualización.

Se hace uso de prueba de hipótesis lo que permite aceptar o rechazar un planteamiento según sea el caso de análisis. Las pruebas de hipótesis se conforman de una hipótesis nula (corresponde a la afirmación que se desea probar) y de una hipótesis alternativa (corresponde a la negación de la hipótesis nula). En este trabajo se utilizó un nivel de significancia de 5%, es decir, se concluyó con un 5% de probabilidad de que fuera de forma errónea.

Después de aplicar las pruebas estadísticas, se comparan con el *p-value*, que corresponde a la probabilidad de que la hipótesis nula sea cierta, de modo que si el *p-value* es mayor que el nivel de significancia, se puede aceptar la hipótesis nula.

Prueba de T-Student

Determina si existen diferencias estadísticamente significativas entre las medias de dos datos. Se utiliza hipótesis estadísticas de dos colas, es decir, se toma como hipótesis nula que no existen diferencias estadísticamente significativas entre las medias de los datos.

Prueba de correlación de Pearson

La prueba de correlación de Pearson indica qué tan relacionados están los datos entre sí. En otras palabras, infiere si existe algún modelo lineal que se pueda ajustar. El coeficiente de correlación de Pearson tendrá un valor entre -1 y 1. Si el coeficiente de correlación es de 0, significa que los datos no son independientes. Además, tiene como hipótesis nula que no existe correlación entre los datos.

Prueba de ANOVA

Esta prueba es similar a la prueba de T-Student, ya que también se usa para determinar la variabilidad de las medias de los datos. Tiene como hipótesis nula que no existen diferencias significativas entre las medias.

Prueba de Shapiro-Wilk

Se utiliza la prueba de Shapiro-Wilk para determinar si los datos tienen un comportamiento paramétrico. Se aplica la prueba a las desviaciones de los factores de seguridad. Esta prueba tiene como hipótesis nula que los datos tienen una distribución normal.

Para poder utilizar las pruebas de hipótesis anteriores (T-student, ANOVA y Pearson) es necesario que los datos tengan un comportamiento normal, ya que es un supuesto asumido.

Antecedentes

La zona en estudio se encuentra en San Miguel del Distrito de Cachí, entre los Cantones Jiménez y Paraíso, de la provincia de Cartago. Al pie de la ladera se encuentra la Quebrada Hamaca. La figura 19 muestra la ubicación de la ladera.

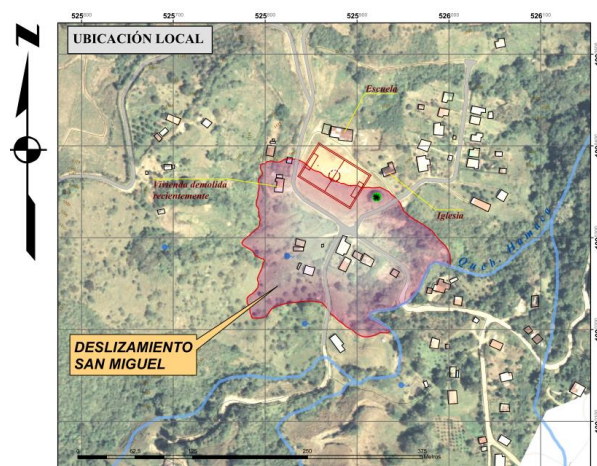


Figura 19 Ubicación del deslizamiento San Miguel de Cachí
Fuente. Centro de Servicio de Diseño. (2012).

En el año 1999, en la zona se empezó a observar un movimiento en un área aproximadamente de 2,68 Ha y se identificaron daños en viviendas aledañas y escuela, entre otros (Centro de Servicio de Diseño, 2012). Por esta razón, Rivera (2001) como proyecto de graduación realizó un análisis de la estabilidad de la ladera según las características geotécnicas obtenidas a partir de ensayos en laboratorio.

Rivera (2001) determinó que el detonante del deslizamiento en la zona fueron las lluvias prolongadas. Identificó, como se muestra en la figura 20, que en el mes de diciembre de 1999 y en enero del 2000, las lluvias fueron más intensas en comparación con los meses anteriores. Los comparó con un registro histórico del año 1968 al año 1999, promediando las precipitaciones de la estación Rosemont Juan Viñas. Luego para obtener las precipitaciones de diciembre de 1999

y de enero del 2000 se utilizó los de la estación de Juan Viñas de Jiménez.

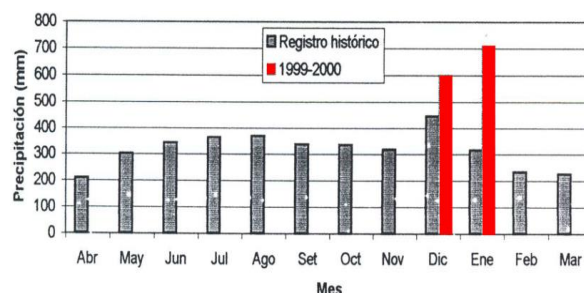


Figura 20. Registros de precipitación en la zona de San Miguel para los años 1999 y 2000
Fuente: Rivera Camacho, E. (2001)

Con el paso de los años la velocidad del movimiento de deslizamiento ha variado, con aumento en la época lluviosa; sin embargo, la mayor parte del tiempo es imperceptible para los habitantes. El movimiento se evidencia con daños a las obras existentes (13 viviendas, escuela, comedor, puente sobre la Quebrada Hamaca y plaza de los deportes); algunas edificaciones se han tenido que demoler o desocupar por el peligro que representan a la población. También se han identificado grietas de tensión.

La ladera en análisis ha sido estudiada posteriormente por el Departamento de Ingeniería del Instituto Costarricense de Electricidad, donde también fue analizado desde el punto de vista geológico y geotécnico el deslizamiento del 2012. Para ello se realizaron pruebas en campo como en laboratorio. El trabajo fue plasmado en el Informe Geológico-Geotécnico, Proyecto Ampliación Planta Cachí, Evaluación y Análisis del Deslizamiento en la Comunidad de San Miguel de Cachí.

A continuación, se muestran los principales hallazgos obtenidos tanto por el ICE como por Rivera (2001), que se utilizarán para realizar el modelo y el debido análisis.

Caracterización del movimiento

El ICE se basó en la clasificación de Varnes (1978), para la caracterización del movimiento en la ladera:

- **Tipo de movimiento:** traslacional, al Sureste.
- **Humedad:** predominantemente húmeda, pero en época lluviosa puede clasificarse como mojada o muy mojadas.
- **Secuencia de repetición:** retrogresivo.
- **Estado de actividad:** desde el 2000 ha presentado varias etapas, pero en la predominante ha sido inactivo latente.
- **Velocidad del movimiento:** en estado inactivo latente se mantiene detenido, pero en actividad puede presentar movimientos rápidos.
- **Estilo:** múltiple.

Caracterización geológica

Cerca de la zona, indica el Centro de Servicio de Diseño del ICE (2012), se han presentado al menos dos casos de inestabilidad, y para ambos casos el material crítico ha sido el suelo fluvio-lacustrino.

Los materiales del deslizamiento San Miguel corresponden a la formación Doán, de la edad Pliocénica. Según el informe técnico generado por el ICE, existen sistemas de fallamientos principales con rumbos NO-SE y NE-SW.

Geomorfología

Se localizaron terrazas en la zona en sentido NE-SO con pendientes de 0° a 10°. En el límite de las terrazas, la inclinación de los escarpes era de 30° a 50°. Como se mencionó anteriormente, al pie de la ladera se encuentra la Quebrada Hamaca, la cual presente procesos de erosión y arrastre, con una pendiente entre 10° a 15°.

Litología

El ICE identificó 4 unidades litológicas, las cuales se muestran en la figura 21.

- **Unidades de coluvios recientes:** ubicadas en la capa superficial. Es la capa más inestable, la que presenta movimientos.
- **Unidad fluvio-lacustre:** material sedimentario originado en un antiguo lago. El material presenta estratigrafía milimétrica. Capa sub-horizontal con inclinación de 10° al sureste.
- **Unidad Lahares:** material producto de antiguos flujos o avalanchas de lodos. Ubicado al margen derecho de la Quebrada Hamaca.
- **Unidad de lavas vesiculares:** sucesora de la unidad fluvio-lacustre. Son lavas de buena condición física, sanas y poco fracturadas.

a) Unidad de coluvios recientes



b) Unidad Fluvio-lacustre



c) Unidad de lavas vesiculares



Figura 21. Litología del deslizamiento San Miguel
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Estructuras geológicas

El ICE caracterizó el contacto entre las unidades geológicas según los perfiles geofísicos. El contacto entre las lavas y la unidad fluvio-lacustre se considera irregular, con un buzamiento al SE; el contacto entre la fluvio-lacustre y el coluvio se considera regular; mantiene buzamiento de menos de 10° SE (Centro de Servicio de Diseño, 2012).

Se encontraron también fallas y diaclasas especialmente en la unidad fluvio-lacustre. La falla posee un rumbo de aproximadamente 50° y se encuentra en posición sub-vertical, como se aprecia en la figura 22.



Figura 22. Falla en la unidad fluvio-lacustre, observada en el afloramiento al pie de la ladera

Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Hidrogeología

Al pie de la ladera se encuentra la Quebrada Hamaca y en la corona de la ladera se desarrolla una naciente que desagua en el sector suroeste. En el informe técnico del ICE se caracterizan los materiales según su permeabilidad, a continuación, se detalla.

- La unidad de coluvios recientes presenta permeabilidad aparente, de baja a media, y por su estructura no permite la retención de un nivel acuífero; únicamente se da el tránsito de aguas de percolación. Durante la época lluviosa el nivel de saturación llega a ser muy alto.
- La unidad fluvio-lacustre se clasifica como un acucludo, por su baja permeabilidad. Sirve de sello para cualquier flujo de agua

que circule desde los coluvios (Centro de Servicio de Diseño, 2012).

- La unidad de lavas presenta permeabilidad de media a alta, ya que tiene fracturas y características vesiculares.

Caracterización geomecánica

Se mencionan algunos de los ensayos que se realizaron para caracterizar el terreno, como el levantamiento de la superficie, donde se delimitaron el área afectada y zonas de interés. Se realizaron tres perforaciones en roca mediante la técnica de rotación con broca de diamante a una profundidad de hasta 50 m. Se realizaron dos perforaciones SPT a una profundidad de 18,65 m y 19,35 m, respectivamente. También se realizaron ensayos geofísicos; se utilizaron técnicas sísmicas y resistividad sísmica. Con ellos se obtuvieron dos perfiles de 244 m y 210 m de longitud, perpendiculares entre sí.

Se realizó una caracterización física y geomecánica por medio de ensayos en laboratorio tales como la clasificación SUCS, la compresión simple en las muestras obtenidas mediante las perforaciones con SPT, así como ensayos de corte directo y ensayos triaxiales rápidos con las muestras obtenidas mediante los tubos Shelby (Centro de Servicio de Diseño, 2012).

Unidades geotécnicas

En el informe técnico elaborado por los profesionales del ICE, se identificaron tres unidades geotécnicas, que mediante las pruebas mencionadas anteriormente y el criterio profesional fueron caracterizadas. En el cuadro 11 se muestra las propiedades.

- **UG-1 Estrato de limos y arcillas blandas**
- **UG-2 Estrato de materiales fluvio-lacustre**
- **UG-3 Basamento rocoso de lavas vesiculares**

CUADRO 11. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL SUELO

Propiedad		Fuente	UG1	UG2		UG3
				<25 m	>25 m	
Descripción del material		ICE	Materiales blandos	Fluvio-lacustre		Basamento rocoso
Espesor promedio (m)		ICE	10-15	15-35		-
Golpes SPT		ICE	4	30	-	-
Clasificación SUCS		ICE	MH o ML	CH		-
Límite líquido		ICE	40%-80%	70%-90%		-
Humedad al muestreo (W_{nat})		ICE	50%-60%	50%-70%		-
Peso unitario in situ (kN/m³)		ICE	16	16,5	17	20
Peso unitario saturado (kN/m³)		ICE	17,5	18	18	21
Ensayo realizado		ICE	Triaxial UU	Corte directo		Hoek & Brown
Cohesión efectiva(kPa)	Horizontal	ICE	0	20	55	350
	Vertical			35	70	
Ángulo de fricción efectiva (°)	Horizontal	ICE	20°	25°	28°	37°
	Vertical			32°	35°	
Módulo de deformación (MPa)	Horizontal	ICE	0,4	1,5	50	1000
	Vertical			4	140	
Conductividad hidráulica (cm/s)	Horizontal	ICE	1,0x10 ⁻⁰⁴	1,50x10 ⁻⁰⁶	1,50x10 ⁻⁰⁶	1,0x10 ⁻⁰⁴
	Vertical			1,50x10 ⁻⁰⁵	1,50x10 ⁻⁰⁵	
Velocidad de onda (km/s)		ICE	0,3-0,8	1,3-1,7		2,1-2,3

Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Análisis de estabilidad

Como parte del informe del ICE, se realizó un análisis de estabilidad 2D, utilizando un perfil obtenido con el estudio geológico. El modelo en 2D obtenido se muestra en la figura 23. Se analizó la estabilidad de la ladera en “estado natural” (cuando se realizaron los ensayos, se supuso que con lluvias normales tendría un nivel freático de 4 m de profundidad), con variación del nivel freático simulando la infiltración de las precipitaciones, y en estado pseudoestático. En el cuadro 12 se muestran los resultados del análisis de estabilidad

con Janbu Simplificado. En el Anexo 1 se presentan los resultados del análisis de la ladera.

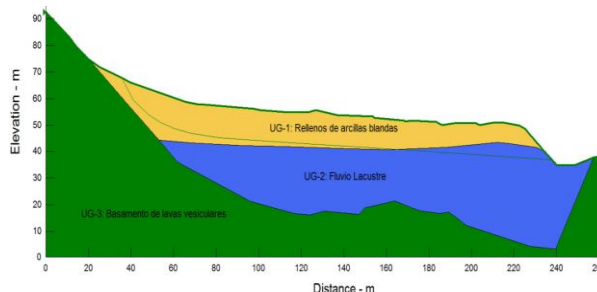


Figura 23 Modelo Bidimensional.
Fuente. Centro de Servicio de Diseño. (2012).

CUADRO 12. FACTOR DE SEGURIDAD EN LOS CASOS EN ESTUDIO			
Condición	Coefficiente Sísmico (K_H)	Elevación del nivel freático (m)	Factor de seguridad
Estado actual	0	55	2,699
Reactivación con eventos de lluvias extremas	0	60	1,995
		65	1,257
		67	0,952
Sismo	0,1 (Normal lluvia fuerte)	60	1,079
	0,2 (lejanos lluvia normal)	50	1,253
	0,3 (cercano lluvia normal)	50	0,855

Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Como se observa, cuando el talud posee un nivel freático superficial, se presenta un factor de seguridad menor que uno, lo que implica la falla. El informe menciona que un “aumento en el nivel del agua genera un aumento en la presión de poros en el suelo, lo que produce que masa de suelo “flote” sobre el estrato fluvio-lacustre generando un movimiento de la masa de suelo” (Centro de Servicio de Diseño, 2012).

Pese a este hallazgo, en el informe se reconoce que “generalmente la saturación del suelo se presenta en condiciones extremas de lluvias, asociadas a altas intensidades y periodos prolongados; sin embargo, con los datos disponibles a la fecha (2012) no es posible asociar esta condición de estabilidad con un valor de precipitación expresado en milímetros” (Centro de Servicio de Diseño, 2012).

Por medio del análisis pseudoestático, se determinó que, con un sismo extremo bajo condiciones de lluvia normal, se presenta un factor de seguridad menor que la unidad; sin embargo, con un sismo normal, bajo condiciones de alta humedad, el factor de seguridad está cercano a la unidad, lo que puede luego ser detonante de la falla.

Consideraciones adicionales

El ICE también menciona factores, que, aunque no son detonantes del problema, pueden contribuir a la inestabilidad de la ladera. Entre ellas se menciona la urbanización, ya que reduce el área permeable y aumenta el agua de escorrentía, y adiciona humedales, producto del manejo de aguas residuales.

Se debe tomar en cuenta que las actividades principales en la ladera son pastoreo y urbanismo; hay un área poblada de matorrales y maleza, y una pequeña porción destinada para el cultivo, como lo muestra la figura 24.

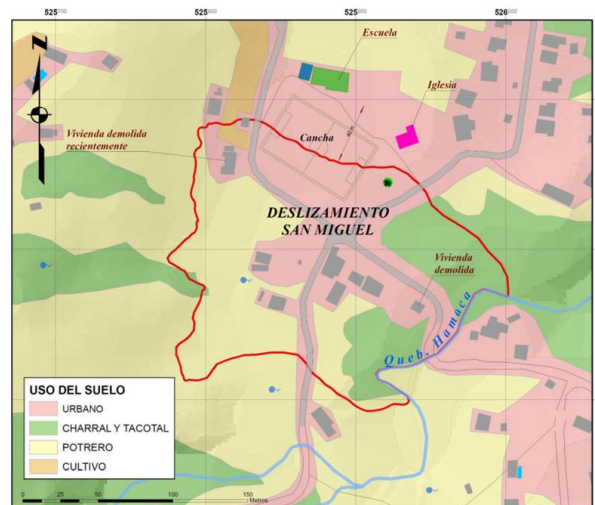


Figura 24. Uso del suelo de la ladera
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012).

Rivera Camacho (2001) en su informe incluyó la propuesta de una obra que contuviera el movimiento (drenajes superficiales). Cabe mencionar que el modelo realizado por Rivera (2001) difiere del modelo obtenido por el ICE, ya que las pruebas no eran suficientes para generar un modelo representativo. Sin embargo, Rivera concluyó que la colocación de un drenaje que lograra abatir el nivel freático a más de tres metros podría funcionar en estado estático. No obstante, al aplicarse un sismo de 0,04 g el movimiento se reactivaría, por lo tanto, Rivera (2001) recomendó la evacuación de la población (Rivera Camacho, 2001).

Resultados

En esta sección se presentan los resultados correspondientes al caso de aplicación. Como se mencionó en la metodología, se utilizaron los datos recolectados por el ICE y por Rivera (2001) para crear el modelo geotécnico de la zona.

El manual realizado para operar el programa SVSLOPE se puede observar en el Apéndice 4. En él se explican las opciones que ofrece el programa, además se incluyen las interfaces principales con el fin de orientar al usuario.

Geometría del modelo

La geometría del modelo se realizó con el programa AutoCAD Civil 3D 2013 de Autodesk. Se definieron las superficies de las distintas unidades geotécnicas caracterizadas en el Informe del Proyecto Ampliación Planta Cachí, Evaluación y Análisis del Deslizamiento en la Comunidad de San Miguel de Cachí. En la figura 25 se muestra el modelo 3D generado.

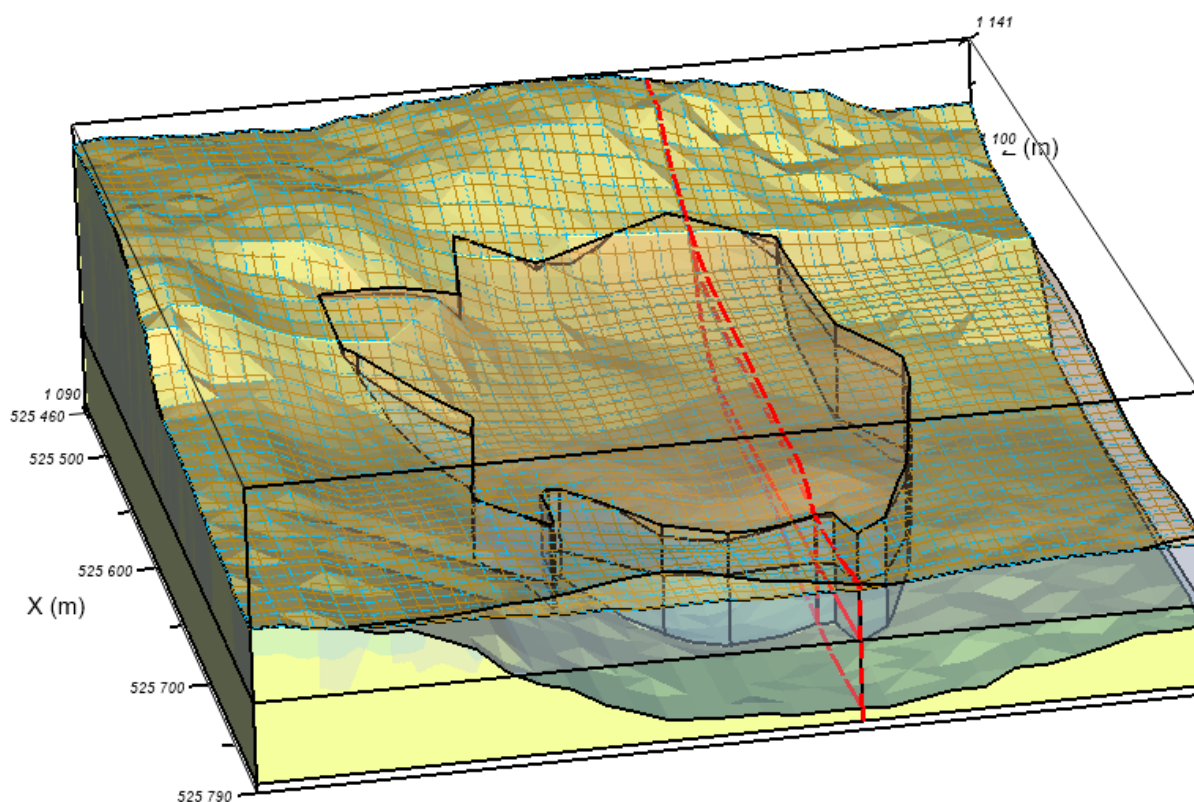


Figura 25. Modelo 3D del Deslizamiento de Cachí
Fuente: SVSLOPE 2009

Curva característica suelo-agua

Se definió la curva característica suelo-agua (SWCC), según Perera (2005). Se estimó solo para la UG1, ya que el nivel freático para el momento de la investigación se encontraba sobre la UG2 y es el material que se encuentra en movimiento. Se realizó la estimación para suelos

plásticos. Los parámetros granulométricos se obtuvieron de los estudios realizados por Rivera (2001). En el Apéndice 1 se muestran los parámetros representativos de la SWCC según el modelo de estimación de Fredlund & Xing (1994).

Con los parámetros de ajuste de Fredlund Xing (1994) se construyó la SWCC teórica de la UG1 según la ecuación 6 y la ecuación 7. Esta se muestra en la figura 26.

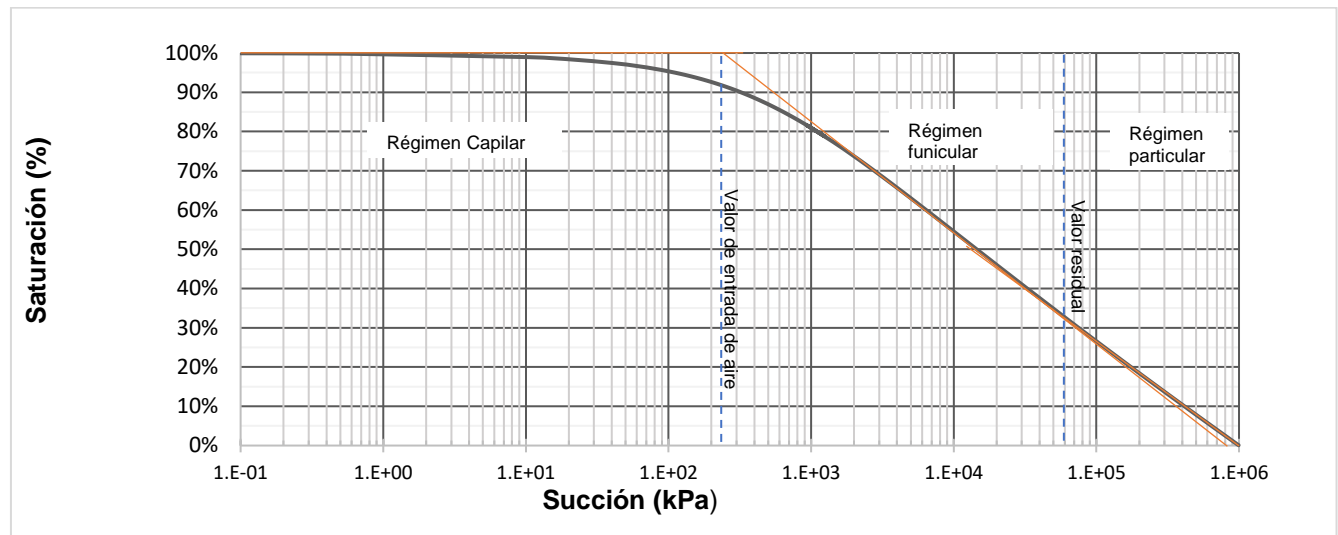


Figura 26. Curva Característica Teórica de la UG1

Función de conductividad hidráulica del suelo

Para obtener la función de conductividad hidráulica del suelo se utilizó la estimación de

Fredlund y Xing (1994) descrita en la ecuación 5, a partir de la SWCC. La función fue estimada por el programa SVFLUX, para ello el programa utilizó el método numérico de Integración por la regla de Simpson. En la figura 27 se muestra la función de conductividad hidráulica del suelo.

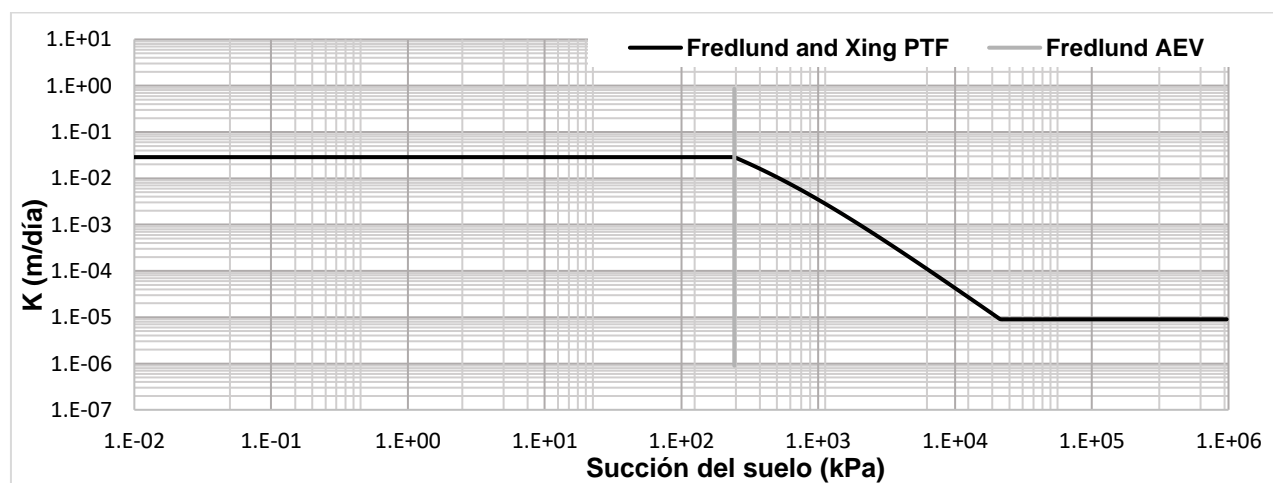


Figura 27 Función de conductividad hidráulica de la UG1
Fuente: SVFLUX 2009

Validación del modelo en 3D

Se realizó la validación del modelo geotécnico 3D para garantizar que este representara correctamente el modelo geotécnico 2D del ICE.

Para ello se realizó un corte 2D del modelo tridimensional con SVSLOPE justo donde el ICE definió el perfil geológico utilizado para el análisis de estabilidad 2D. En la figura 28 se observa el perfil obtenido en SVSLOPE. También se definió la superficie de falla como la interface entre la UG1 y la UG2.

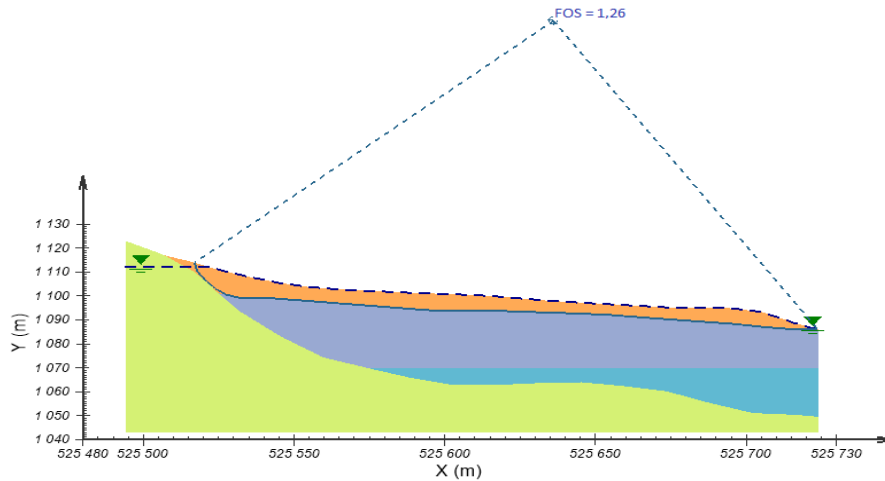


Figura 28. Perfil 2D del modelo 3D
Fuente: AcuMesh Standard/SVSLOPE 2009

Modelos de infiltración

A continuación, se detalla la aplicación de los dos modelos independientes para el análisis de la infiltración de las precipitaciones.

Modelo de balance hídrico de Schosinsky (2006)

Para obtener la humedad del suelo y la recarga hidráulica se aplicó el método de Schosinsky (2006) descrito anteriormente. Se consideró un coeficiente de follaje, Cfo, de 0,12, ya que se eligió una cobertura de vegetación normal. La fracción que se infiltraba por efecto de pendiente K_p era de 0,3, ya que la pendiente del talud era mayor de 7%, debido a una inclinación del 17%. La fracción que se infiltraba por efecto de cobertura vegetal era de 0,18, pues haciendo uso del cuadro 8, la ladera se consideró cubierta con pastizal entre el 50% y el 75% del área total.

La permeabilidad del suelo saturado se definió según el cuadro 9. El suelo se consideró dentro del grupo C. La densidad aparente, la

capacidad de campo y el punto de marchitez fueron seleccionados según el cuadro 10; su valor era de 1,3%, 29% y 15%, respectivamente, para un suelo arcillo-arenoso. La temperatura media y el porcentaje mensual de horas luz del año 2012 se obtuvieron de la estación termopluviométrica de Juan Viñas, del Instituto Meteorológico Costarricense; se muestran en el Apéndice 2. La recarga potencial mensual durante el año 2012 se muestra en la figura 29.

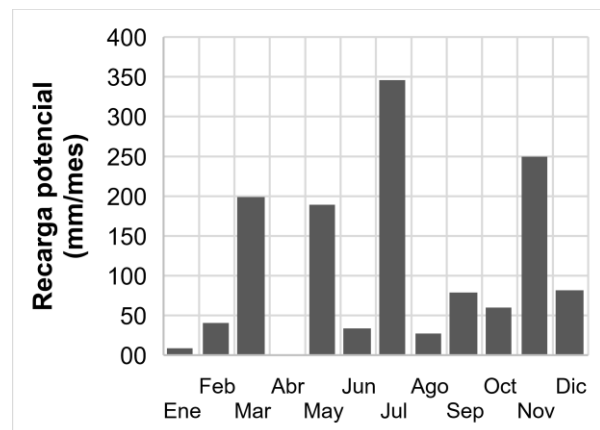


Figura 29. Recarga hidráulica potencial a final del mes

El modelo indica que la humedad a la profundidad de las raíces en todos los meses del año 2012 se encontraba a capacidad de campo (CC), la cual es el 29%. Supone también que la humedad por debajo de la profundidad de las raíces también corresponde a la CC.

Se calculó, con la curva característica suelo-agua (figura 26), la succión correspondiente para cuando el suelo se encuentra con una humedad del 29% para ser ingresada de forma manual al modelo geotécnico en 3 dimensiones. La succión es fue de 111 kPa. Además, se calculó el cambio del nivel freático con la recarga hidráulica potencial (figura 29). En este caso el nivel freático inicial se supuso que se encontraba a cuatro metros por debajo de la capa superficial, por reporte del ICE y que, según la recarga hidráulica, aumentaba su elevación.

Modelo de SVFLUX

Se realizó un análisis de flujo numérico con el programa SVFLUX. La geometría del modelo que se utilizó es la que se muestra en figura 25; sin embargo, se simplificó la malla de elementos finitos. El modelo del programa SVFLUX cuenta con 99 442 nodos. Al programa se ingresaron las propiedades hidráulicas y la precipitación infiltrada como un flujo vertical en la superficie. La precipitación ingresada se muestra en la figura 30.

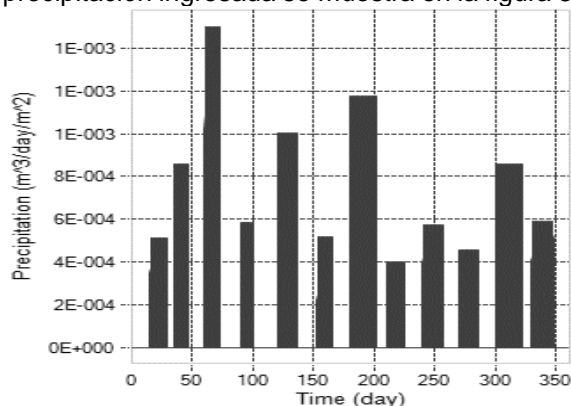


Figura 30. Precipitación ingresada al SVFLUX
Fuente: SVFLUX 2009

El programa SVFLUX, después de realizar el análisis de flujo, proporciona la distribución de la presión de poro en la ladera, que es utilizada luego en el análisis de estabilidad. En la figura 31 y la figura 32, se muestra la presión de poro para los meses de enero y de noviembre respectivamente

para ilustrar el cambio de la saturación de los materiales. En el Apéndice 3 se muestran los resultados del análisis de flujo para los 12 meses del año 2012.

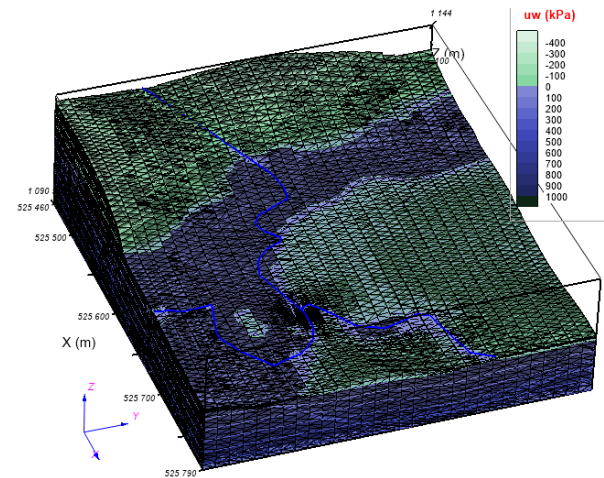


Figura 31. Distribución de presión de poro de la ladera a finales del mes de enero del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

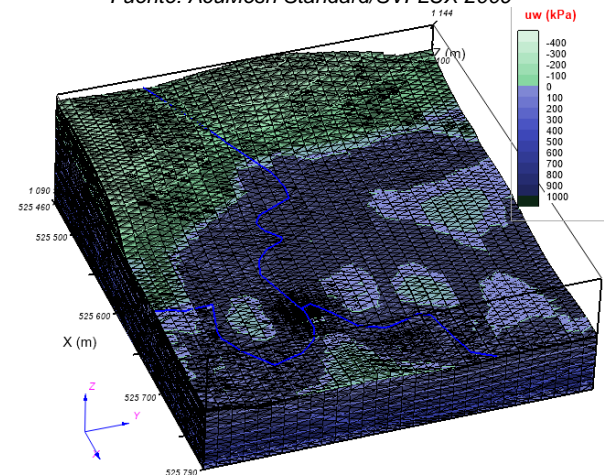


Figura 32 Distribución de presión de poro de la ladera a finales del mes de noviembre del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

Análisis de estabilidad de la ladera

Se realizó un análisis de la estabilidad de la ladera aplicando el modelo teórico de Schosinsky y el modelo numérico del programa SVFLUX. La superficie de falla debía ser especificada por el usuario; en este caso correspondía a la interface

de la UG1 con las demás unidades. Para ello se utilizó la opción de definir una superficie de falla conocida ("Fully Specified>General Surface"). Se limitó la superficie de falla a la zona donde se había evidenciado el movimiento. En la figura 33 se muestra la superficie de falla considerada por el programa, la cual fue de 17,7 Ha.

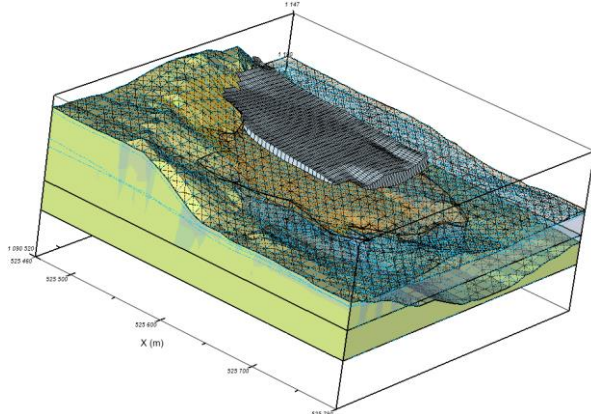


Figura 33. Superficie de falla considerada.
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

El factor de seguridad se obtuvo para los diferentes meses del año. Para el caso del modelo de Schosinsky, se realizó el análisis con una succión constante, y se varió la elevación del nivel

freático según la recarga hidráulica. Luego, para el modelo numérico, se ingresó la presión de poro por medio de puntos discretos, resultado del análisis de flujo con el programa SVFLUX. Como complemento, se realizó una iteración para el supuesto de que la ladera se encontrara completamente seca, y para cuando el nivel freático se encontrara hasta la superficie. El factor de seguridad obtenido en cada una de las iteraciones se observa en la figura 34.

También se analizó la estabilidad de la ladera ante un sismo. Se utilizaron los mismos escenarios planteados por el ICE para la condición pseudoestática. Se tomaron tres casos. El primero correspondía a una condición de nivel freático casi superficial y un sismo débil con un coeficiente sísmico de 0,1. El segundo caso correspondía a la condición de lluvia normal y un sismo fuerte, pero lejano a la zona, con un coeficiente sísmico de 0,2. Y el tercer caso correspondía a una condición de lluvia normal y un sismo fuerte cercano a la zona, con un coeficiente sísmico de 0,35. Los resultados se pueden observar en la figura 35, donde se muestra la comparación entre los resultados del modelo 3D y el modelo 2D realizado por el ICE.

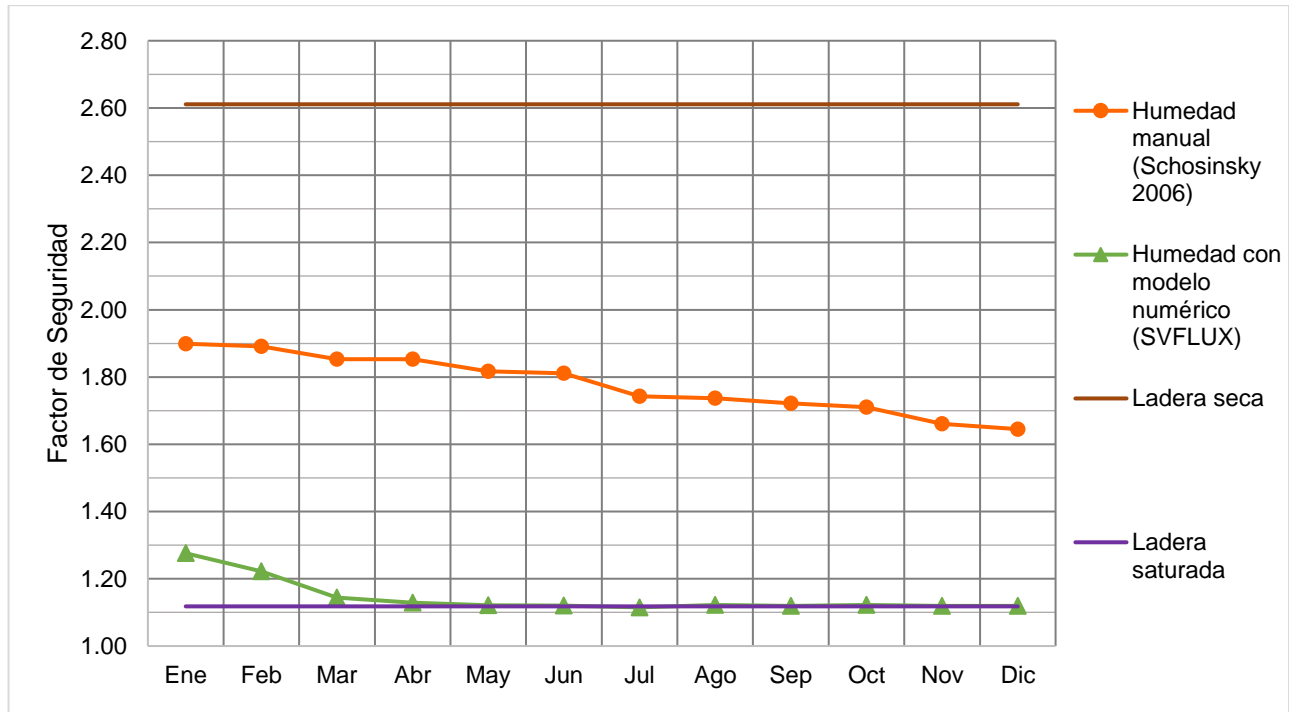


Figura 34. Factor de seguridad estático del deslizamiento San Miguel para el año 2012

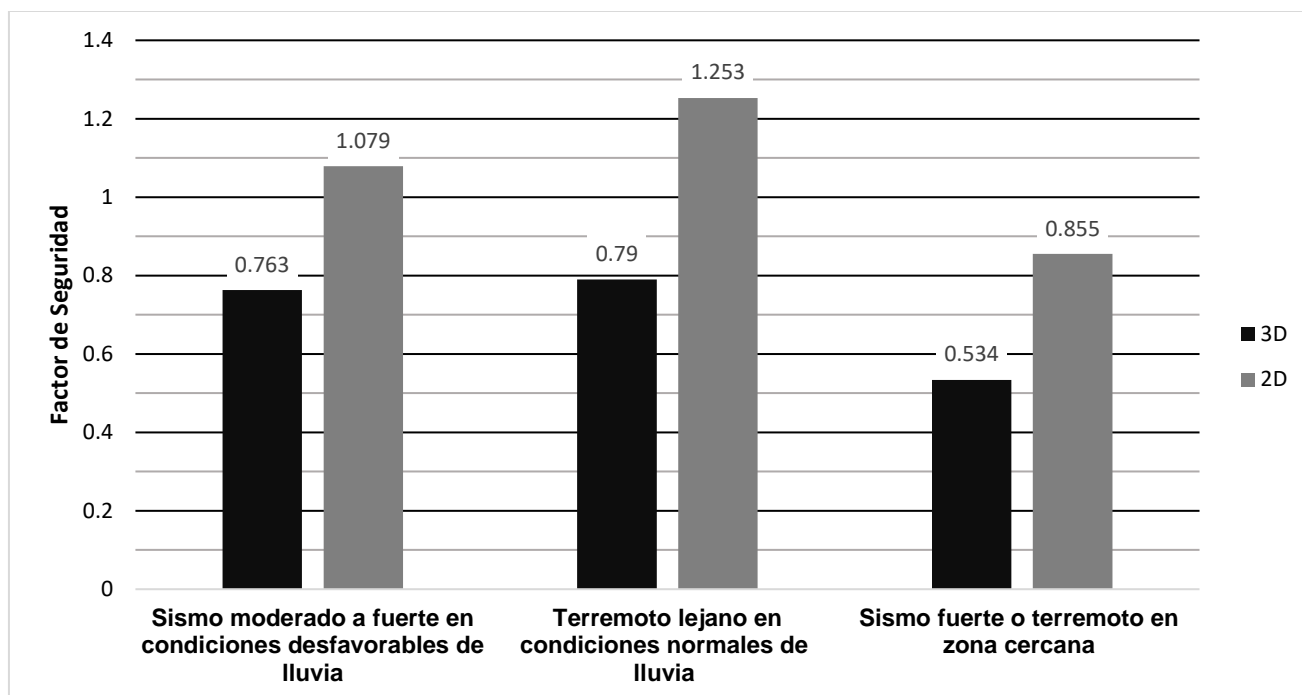


Figura 35. Factor de seguridad seudoestático del deslizamiento San Miguel para el año 2012

Se realizaron pruebas de hipótesis estadísticas para los resultados del modelo 2D generado por el ICE y los del modelo 3D producto de SVSLOPE. Para ello se usó el lenguaje de programación R (R Core Team, 2016). Los resultados se sometieron a diferentes pruebas, entre ellas la prueba de t-Test (Student's t-Test), para determinar diferencias estadísticamente significativas entre las medias. Además, se determinó si las desviaciones simples de los factores de seguridad 2D y 3D se encontraban normalmente distribuidas mediante la prueba de Shapiro-Wilk. También, se analizó la correlación lineal utilizando la prueba de correlación de Pearson. Además, se realizó un análisis del comportamiento de las medias de los datos, con una prueba de ANOVA. En el cuadro 13 se puede observar el resultado del análisis estadístico, que indican que no hay diferencias significativas entre los modelos 2D y 3D

CUADRO 13. RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE HIPÓTESIS		
Prueba estadística	Valor de p	Coefficiente de correlación
t-test	0,170	-
Shapiro test	0,161	-
Correlación Pearson	0,857	0,1425377
ANOVA	0,165	-

Fuente: R Core Team, 2016

Análisis de los resultados

El ICE adquirió la licencia profesional de SVSLOPE, del paquete SVOFFICE 2009; además, tiene a disposición la licencia profesional de SVFLUX 2009 para el análisis de flujo. Para lograr el objetivo principal de este proyecto, como fue validar el programa SVSLOPE 3D con el programa Slide2 de Rocscience utilizado por el área de Ingeniería Geotécnica del ICE para el análisis de estabilidad de taludes, se analizó la estabilidad del deslizamiento San Miguel, previamente estudiado por el ICE.

Es importante mencionar que la compañía SoilVision Systems Ltd. está en constante actualización del paquete computacional, por lo tanto, las nuevas versiones de los programas tienen incorporados teorías de investigaciones recientes. El ICE posee el paquete del 2009, así que la teoría utilizada se basa en hallazgos antes del 2008. SoilVision menciona que ciertas funciones como por ejemplo un análisis de sensibilidad en modelos 3D, se estaría adjuntando en las nuevas versiones del programa. La versión 2009, por ser la primera versión del programa, presenta limitaciones en algunas aplicaciones que podrían ser de interés en ciertos casos de estudio.

Se realizó el análisis de estabilidad del deslizamiento San Miguel de Cachí, con el fin de comparar los factores de seguridad determinados mediante los diferentes métodos seguidos, a saber, el análisis de estabilidad del modelo geotécnico 3D, considerando la infiltración según el modelo teórico por balance hídrico y según el modelo de flujo numérico con el programa SVFLUX. Además, se compararon los factores de seguridad del análisis de estabilidad estático y pseudoestático del modelo geotécnico 2D realizado por el ICE con los factores de seguridad del modelo geotécnico 3D con SVSLOPE.

Del estudio realizado por el ICE, detallado en la sección de antecedentes, se puede destacar que el deslizamiento ocurre cuando la lluvia es prolongada. Se identificó un movimiento traslacional, lo que significa que la superficie de

falla es plana. Al ser un suelo residual, es común que la resistencia mecánica de este disminuya conforme se acerca a la superficie; por esta razón se determinó que la masa en movimiento corresponde a la capa superficial (Centro de Servicio de Diseño, 2012).

Generación del modelo en 3 dimensiones.

El ICE definió tres unidades geotécnicas, las cuales fueron consideradas en el modelo tridimensional para poder comparar los factores de seguridad. Según los estudios litológicos, la UG2 (estrato de materiales fluvio-lacustre) presenta estratigrafía milimétrica, lo que propicia el movimiento; además mantiene una inclinación de 10°.

El ICE, para generar el modelo en dos dimensiones, realizó dos perforaciones SPT, tres perforaciones a rotación y dos perfiles geofísicos. En una consulta al Ing. Reyes (2018), este indicó que para el caso en estudio “se posee poca información para un análisis 3D confiable. En un escenario ideal, se necesita más perforaciones que, con soporte de la interpretación de ensayos geofísicos, permitan definir la estratigrafía 3D”. Indica también que será necesario realizar asunciones de la estratigrafía en los lados del talud para generar exitosamente un modelo. Más adelante, se mencionan las asunciones que se tomaron.

La geometría del modelo se obtuvo a partir del levantamiento topográfico del terreno que realizó el ICE en el 2012. Las superficies que caracterizan la topografía y la estratigrafía de la zona fueron creadas en AutoCAD Civil 3D 2013. El ICE señaló que el movimiento se presentaba en dirección Sureste, y en SVSLOPE se debe especificar si la dirección del deslizamiento es en el eje “x” en sentido positivo o negativo. Existe

también la posibilidad de aplicar una función Multi Direccional, que funciona cuando no se conoce exactamente dónde y cómo será el deslizamiento, ya que analiza más de una dirección a la vez. El Multi Direccional solo se puede utilizar si se cuenta con la licencia "Elite". Gracias a contar con la licencia "Profesional", se pudo especificar la dirección del eje "x" en sentido positivo y se rotaron las superficies para alinear el sureste de la ladera San Miguel con el este del programa SVSLOPE. Cuando se deba rotar el modelo para alinearlo con el eje "x" del programa, se recomienda realizar varias pruebas en diferentes ángulos de rotación y así determinar con cual rotación será el escenario más crítico.

Se compararon las superficies del levantamiento topográfico con los mapas geológicos incluidos en el informe del ICE. Se identificó que la superficie que representa la capa de los coluvios incluye elevaciones de la UG3, ya que existe un afloramiento del basamento de lavas vesiculares. Se manipuló la topografía manualmente para que el modelo geotécnico representara mejor la zona.

Además, las superficies superiores de los fluvio-lacustres y del basamento de lavas que generó el ICE no se encuentran caracterizadas en la extensión total del modelo requerido, ya que para generar el modelo en tres dimensiones se debe conocer la distribución del material, incluso fuera de la zona delimitada, para así considerar el efecto de los bordes. Así pues, para solventar el problema, se generó una interpolación por medio del programa SVSLOPE, con base en el comportamiento de la superficie caracterizada, para asignar una elevación según el patrón, lo que significa que los bordes del modelo no son verídicos.

Las propiedades geomecánicas del material reportadas por el ICE fueron asignadas al modelo geotécnico sin cuestionamiento. Esto porque el ICE realizó la investigación geotécnica y los ensayos en el año 2012 y no se tuvo acceso al material para verificar las propiedades reportadas. Como se observa en el cuadro 11, las propiedades del material que el ICE obtuvo en la investigación geotécnica utilizadas en el modelo para el análisis de estabilidad fueron el peso específico, la cohesión, el ángulo de fricción y la conductividad hidráulica de las distintas unidades geotécnicas.

Como se mencionó en el marco teórico, Suarez (2009) recomienda que cuando se esté realizando un análisis de estabilidad de un talud o

una ladera que hayan fallado, se deberían utilizar los parámetros de resistencia residuales. Se asumió que las propiedades geomecánicas del material reportadas son las residuales, dado que se tomaron en la masa de terreno que se había movilizado.

El análisis de estabilidad en 2 dimensiones del ICE considera que el material que se encuentra sobre el nivel freático está seco; sin embargo, también indica que la infiltración de la precipitación es el detonante del movimiento. La infiltración del agua de lluvia ha generado que el suelo se encuentre parcialmente saturado e, incluso, ha provocado un aumento del nivel freático. Por esta razón, en el modelo geotécnico en 3 dimensiones realizado con el programa SVSLOPE se consideró que el material sobre el nivel freático se encontraba parcialmente saturado y en el análisis de estabilidad se contempló la disminución de resistencia al corte producto de la reducción de la succión en los suelos no saturados.

La unidad geotécnica que se consideró que podía permanecer parcialmente saturada en el proceso de infiltración fue la capa superficial (UG1), porque el nivel freático se definió sobre el fluvio-lacustre (UG2), por lo tanto, solo se caracterizaron las propiedades del suelo no saturado al coluvio. Es decir, la UG2 y la UG3 se supuso como material saturado.

El ICE en el 2012 no realizó ensayos para obtener las propiedades de los suelos parcialmente saturados (la curva característica suelo-agua y la función de conductividad hidráulica) y además, dentro del alcance del proyecto no contempló la recolección de muestras para realizar los ensayos. Para obtener la curva característica suelo-agua utilizó, según el procedimiento expuesto por Fredlund & Houston (2002), el nivel tres (figura 12), el cual indica que se puede obtener la curva teórica característica suelo-agua a partir de correlaciones según la granulometría del suelo.

Perera & Zapata (2005), para la estimación de los parámetros de ajuste de Fredlund & Xing (1994), tomaron muestras de bases de pavimentos de 30 sitios de Estados Unidos, de las cuales obtuvieron la curva característica de suelo-agua de forma directa en el laboratorio, para cada sitio. También utilizaron curvas publicadas en la literatura, específicamente las curvas previamente recolectadas por Zapata (1999), que incluyen arenas, limos y arcillas ensayadas en diferentes laboratorios. Con los

datos recopilados realizaron una regresión múltiple, para obtener los parámetros característicos. Se puede reconocer que el 40% de los suelos ensayados para esa investigación eran bases de pavimentos, lo que puede diferir con el suelo del Deslizamiento de San Miguel. Además, eran suelos de origen norteamericano, por lo tanto, el comportamiento del material teórico pudo alejarse del comportamiento real de la zona ya que el proceso de formación y la edad de los suelos son distintos a los suelos costarricenses.

Para la construcción de la curva característica suelo-agua se utilizaron el Índice de Plasticidad y el porcentaje de suelo, pasando el tamiz 200 (Apéndice 1) de los ensayos realizados por Rivera (2001). Se determinó que el Índice Ponderado de Plasticidad (wPI) era de 17,70. Con este valor se pudo obtener los parámetros de ajuste propuestos por Fredlund & Xing (1994).

La figura 26 muestra la curva característica de la capa superficial, (estrato de limos y arcillas blandas). Su forma indica que el material limoso con los primeros cambios pequeños del grado de saturación produce aumento considerable en la succión, comportamiento típico en los materiales plásticos. Lo ideal es poder caracterizar el material con ensayos en campo o en laboratorio, para que la representatividad sea mayor. No obstante, Pérez García (2008) menciona que utilizar curvas teóricas es la metodología más frecuente en la práctica profesional cuando no se cuenta con los recursos necesarios.

La curva característica suelo-agua se utilizó para generar la función de conductividad hidráulica del suelo. Esta se estimó según Fredlund y Xing (1994). La figura 27 muestra que la función de conductividad hidráulica disminuye conforme la succión aumenta.

Para validar el modelo tridimensional y poder compararlo con el modelo bidimensional del ICE se tomó un perfil 2D del modelo 3D; para ello se utilizó el mismo perfil analizado por el área geotécnica del ICE. Se encontraron diferencias entre los modelos, ya que el ICE modificó el contacto entre la UG1 y la UG2 como una línea recta; a pesar de ello se continuó con la comparación. En la figura 28 se observa que cuando el nivel freático se ubica cerca de la superficie de la UG1, el factor de seguridad en condición estática es de 1,26; en este escenario para el modelo 2D del ICE es de 1,257. Se considera una desviación pequeña, por lo tanto, se

concluye que el modelo en 3 dimensiones representa correctamente el modelo en 2 dimensiones.

Análisis de la infiltración de las precipitaciones.

El movimiento de la masa de suelo es generado por la infiltración de las lluvias, por eso se integra un análisis de infiltración al análisis de estabilidad. Además, como lo menciona Suarez (2009), se debe contemplar las condiciones de humedad según la permeabilidad del suelo. En el cuadro 11 se puede observar que la permeabilidad de la UG2 es de $1,5 \times 10^{-6}$ y la UG1 al igual que la UG3 tienen una permeabilidad de 1×10^{-4} . Según Suarez Díaz (2009), la permeabilidad de la UG2 era lo suficientemente baja como para considerarla como un material no drenado, por lo tanto, el agua no podría pasar con facilidad a través de la unidad geotécnica.

Para considerar las precipitaciones se utilizaron dos modelos independientes; el modelo de balance hídrico y el numérico. Se utilizó el modelo de Schosinsky (2006), que realiza un balance hídrico para determinar la humedad final generada por la precipitación que se infiltra al suelo. Se utilizó la precipitación del año 2012 reportada por el Instituto Meteorológico de Costa Rica en el Boletín Meteorológico mensual; específicamente los datos registrados por la estación termo-pluviométrica ubicada en el Ingenio Juan Viñas, en Jiménez. Se escogió esta estación por estar cercana al deslizamiento, aproximadamente a 4,4 km; además, porque la elevación de la estación es de 1165 m.s.n.m. y la de la zona del deslizamiento es de 1100 m.s.n.m., y el perfil topográfico no posee una barrera climática como por ejemplo una montaña, por lo tanto, se considera aceptable.

En el Apéndice 2 se muestra el modelo de humedad, resuelto con una hoja de cálculo de Excel 2016. En la figura 29 se puede observar la recarga que se genera en el nivel freático.

El modelo de Schosinsky (2006) fue diseñado con el fin de estimar la recarga del nivel freático en Costa Rica; para ello, toma en cuenta la retención pluvial generada por las raíces de la vegetación y considera que la humedad por debajo de las raíces es constante. La capacidad de

campo corresponde a la humedad del suelo después de que se ha presentado una lluvia prologada, el suelo se ha saturado y ha sido drenado, después de un tiempo, en ausencia de lluvia (entre dos a cinco días); en otras palabras, es la humedad del suelo cuando ya no tiene capacidad de absorción.

El modelo de balance hídrico de Schosinsky (2006) no considera la distancia existente entre la superficie y el nivel freático; por lo tanto, al realizar el análisis de estabilidad por medio del método teórico empírico de balance hídrico se estará considerando que el suelo sobre el nivel freático se encuentra parcialmente saturado, con una succión uniforme. La ladera en estudio cuenta con una quebrada y una naciente que aportan humedad al suelo; no obstante, el modelo no toma en consideración elementos externos que generan infiltraciones localizadas.

Otra limitación del modelo de Schosinsky (2006) es que no se cuenta la información característica del suelo necesaria (como su permeabilidad); por esta razón se utilizaron parámetros bibliográficos según el tipo de suelo. La densidad aparente, la capacidad de campo y el punto de marchitez fueron tomados directamente del cuadro 10 sugerido por Schosinsky (2006). Se utilizó la textura de arcilloso-arenoso, aunque el suelo en estudio corresponde a un limo. La capacidad de campo se puede obtener a partir de la curva característica suelo-agua, pero al ser esta una curva teórica no se tuvo la seguridad de que representara correctamente el comportamiento del suelo, y para ser consistente con el modelo de balance hídrico se utilizaron los valores sugeridos por el autor.

La capacidad de campo seleccionada fue de 29%. Cabe mencionar que la humedad cuando se realizó la investigación geotécnica en la ladera era de 40% a 50%, lo que significa que cuando se realizó el muestreo, el suelo se encontraba con una humedad superior a la capacidad de campo. La capacidad de campo es la humedad máxima posible según el modelo de Schosinsky; por consecuencia se subestimó la capacidad de absorción de agua del limo, así que la humedad final real debió ser mayor que la calculada por medio del modelo de Schosinsky (2006). El modelo de humedad de Schosinsky (2006) indicó que la precipitación mantuvo el suelo a la capacidad de campo en los 12 meses del año 2012.

Se realizó un análisis de flujo utilizando el programa SVFLUX, con el fin de comparar los dos modelos de análisis de humedad. Una de las ventajas de realizar el análisis de estabilidad y de flujo con el mismo paquete computacional es que permite la fácil importación del modelo geotécnico de un programa a otro. Ahora bien, el programa SVSLOPE utiliza el método de equilibrio límite, lo que implica que la construcción del modelo no necesita ser tan detallada y los errores por geometría no son comunes. No obstante, SVFLUX utiliza el método de elementos finitos, así que es necesaria la construcción de un mallado para poder realizar la solución numérica. Los modelos 3D para el programa SVFLUX son muy sensibles cuando las capas se interceptan y forman cuñas; además las fronteras y las regiones deben ser bien detalladas, así que el modelo geotécnico 3D para el análisis de flujo con el programa SVFLUX fue simplificado.

El paquete SoilVision permite realizar un acoplamiento entre dos o más aplicaciones. Al utilizar esta opción permite de manera simultánea y automática la sincronización de los resultados producto de análisis desarrollados. El ICE cuenta con las licencias de los programas SVSLOPE y SVFLUX de forma independiente. Este hecho representó una limitación del proyecto, ya que el sistema de licencia de SVOOffice 2009 solo puede encontrar una llave USB a la vez, por lo tanto, no se puede utilizar modelos acoplados porque se requiere que la licencia profesional de ambos programas sea detectada al mismo tiempo, lo que resulta un retraso para el análisis.

Se utilizó la condición de frontera climática de SVFLUX para modelar la precipitación. Se escogió el día como unidad de tiempo, se asumió que los meses traen 30 días, y se ingresaron las precipitaciones de los 12 meses del 2012. Se obtuvo el reporte del Instituto Meteorológico Nacional de las precipitaciones acumuladas al final de cada mes y la cantidad de días por mes en que llovió más de 1 mm. Se ingresó un promedio de la cantidad de lluvia precipitada en los días reportados al SVFLUX. El programa permite seleccionar los días en que se reportaron precipitaciones y los días en que no se reportaron. En la figura 30 se puede observar el régimen de precipitaciones ingresado. Nótese que para el año 2012, hubo meses con una alta precipitación en la zona, distribuida en pocos días (intensidad alta) como el mes de marzo. También hubo meses en que la precipitación fue alta en comparación con

los demás por una mayor cantidad de días (intensidad baja) como fue el caso de julio y noviembre.

Como se observa en la figura 30, se registraron los días de lluvia seguidos, por lo que este escenario no se pudo conocer con exactitud, pudo haber mucho tiempo entre las lluvias y esto permite que se genere la infiltración y la desaturación. Zuluaga (2016) menciona que una lluvia con intensidad baja pero prolongada afectará principalmente a los suelos cohesivos; por lo tanto, se analizó con criterio pesimista el caso del deslizamiento San Miguel.

En la figura 31 y figura 32 se puede apreciar el resultado del modelo de infiltración para los meses de enero y noviembre respectivamente. Las líneas azules corresponden a la Quebrada Hamaca y a la naciente de la zona. En el Apéndice 3 se observa cómo cambió la saturación del material en los meses del año; además, se localizan las zonas donde por sus características geométricas e hidráulicas se generó concentración de agua.

La concentración de agua se generó desde el mes de enero 2012 (figura 31) y estaba ubicado en la separación del material de la UG3 y la UG1; además, coincidía con la ubicación del escarpe de la corona, lo que indica que el movimiento del material había generado que el agua se concentrara en la cabeza del deslizamiento. También se puede apreciar que el material que se encontraba en su mayoría parcialmente saturado correspondía a la unidad geotécnica UG3.

Análisis de estabilidad de la ladera.

Se ingresaron los resultados de los modelos de infiltración de Schosinsky y de SVFLUX al programa SVSLOPE, y se realizó el análisis de estabilidad en condición estática de la ladera para cada mes del año 2012. El ICE identificó una superficie de falla definida en el deslizamiento San Miguel; esta correspondía al contacto de la UG2 y la UG1.

En la figura 34 se muestran los distintos escenarios ensayados. La curva roja corresponde al análisis de la estabilidad de la ladera en condición estática para la ladera seca. El factor de

seguridad es de 2,611, lo que indica que en condición seca la ladera era estable. El factor de seguridad alto se debe a que la ladera no presenta inclinaciones tan pronunciadas; además, se planteó que la infiltración de las precipitaciones fue el detonante principal del movimiento.

La curva morada corresponde al factor de seguridad en condición estática cuando el nivel freático se encontrará en la superficie. Este caso se podía presentar cuando las precipitaciones fueran de baja intensidad y consecutivas, de modo que el agua se mantuviera a un nivel superficial. El factor de seguridad fue de 1,118. En el Anexo 1 se muestra el análisis de estabilidad estático del modelo bidimensional del ICE cuando se consideró el nivel freático superficial. El factor de seguridad dio 0,952, el cual es un 14,8% mayor que el obtenido según el análisis en tres dimensiones. Gitirana & Fredlund (2008) mencionan que se puede obtener factores de seguridad mayores para modelos geotécnicos tridimensionales, especialmente cuando se trata de una falla traslacional.

El Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica (2015) presenta una tabla de factores de seguridad mínimos de diseño de taludes y laderas, que a la vez dependen del riesgo de daños económicos y ambientales, y del riesgo de pérdida de vidas, clasificado como bajo, medio o alto. Los factores de seguridad indicados en el código se relacionan con un análisis de estabilidad bidimensional. Reyes (2015) hace hincapié en la “ausencia de una normativa o código internacional que refiera la necesidad de realizar análisis 3D o en su defecto [definir] valores de factores de seguridad mínimos en 3D” (Reyes, 2015). Se recomienda que al analizar la estabilidad de taludes por medio de un modelo geotécnico tridimensional se busquen normativas internacionales orientadas a análisis en tres dimensiones, para asegurar su coherencia con el estudio desarrollado.

La curva naranja corresponde a los factores de seguridad estáticos obtenidos a partir de la humedad calculada por el modelo de balance hídrico de Schosinsky (2006). Como se observa, entre los escenarios donde se identificó un nivel freático, este caso correspondió al que presentaba factores de seguridad mayores. Esto se debió a que el nivel freático no varió de forma significativa con el pasar de los meses. Por otro lado, el modelo de Schosinsky (2006) determina que la máxima

humedad obtenida será la capacidad de campo, lo cual no representa un caso crítico.

La línea verde de la figura 34 corresponde al análisis de estabilidad en condiciones estáticas con base en la presión de poro del análisis de flujo con SVFLUX. Se observa que de enero a mayo el factor de seguridad era mayor que la condición crítica (nivel freático superficial); sin embargo, para los meses de junio a diciembre el comportamiento de la ladera se acercó a la condición crítica, ya que la saturación de los materiales aumentó.

Cabe recalcar que existe una diferencia del 40% entre los modelos de humedad de balance hídrico (Schosinsky (2006)) y el numérico (SVFLUX). Se debe considerar que en el modelo de humedad teórico de balance hídrico de Schosinsky (2006) se tuvo que suponer parámetros del material. Por otro lado, el modelo de infiltración con el programa SVFLUX también presenta fuente de errores; por ejemplo, el programa utiliza la función de conductividad hidráulica “ k ” a partir de la curva característica suelo-agua. La curva, al ser teórica, presenta un nivel de incertidumbre considerable; por lo tanto, el modelo de infiltración teórica, aunque proporciona información detallada y valiosa, produce resultados no 100% confiables.

La ladera de San Miguel falló en el año 2000; sin embargo, para el año 2012 según el reporte del ICE el deslizamiento se encontraba inactivo, por lo que se esperaba que los factores de seguridad con las precipitaciones del 2012 fueran mayores que 1. El modelo de infiltración numérico generó factores de seguridad más cercanos a la falla en comparación con el modelo de Schosinsky (2006); sin embargo, por las incertidumbres presentes en ambos modelos, es incorrecto pensar que un modelo es más representativo que el otro.

Por otro lado, mientras que el modelo de Schosinsky (2006) se puede realizar manualmente de una forma sencilla, la manipulación de los datos para ser ingresados en SVSLOPE requiere mayor trabajo, lo que puede inducir a errores humanos. El modelo numérico requiere que la geometría y las condiciones hidráulicas sean detalladas; la ventaja es que se puede emplear el mismo modelo para el análisis de estabilidad. En consecuencia, se recomienda utilizar un modelo numérico que pueda ser acoplado o importado al programa SVSLOPE para generar el análisis de estabilidad, siempre y cuando se cuente con la curva

característica suelo-agua real del material para disminuir la incertidumbre.

Suarez (2009) menciona que es necesario realizar un análisis hidrológico previo al estudio de la estabilidad de taludes; sin embargo, aclara que “la hidrología no es una ciencia exacta y es posible que se obtengan resultados muy diferentes de acuerdo con el método que se utilice para el cálculo y la metodología del manejo de la información” (Suarez Díaz, 2009); esto explica la amplia diferencia entre los modelos de infiltración del agua.

El ICE realizó el análisis de estabilidad 2D de la ladera con el programa SLIDE2, de la compañía Rocscience. Entre la información facilitada por el ICE se encuentran los resultados de este análisis de estabilidad, mas no el modelo para verificar las propiedades ingresadas.

Para definir la sección del modelo en 2D, el ICE determinó un perfil geológico y con él realizó el modelo geotécnico. En el modelo geotécnico en 3 dimensiones de la figura 25 se puede observar una línea roja que corresponde al perfil estudiado por el ICE. El modelo geotécnico en 3 dimensiones no presenta una topografía uniforme, así que al realizar un análisis en 2D se estaba asumiendo que el talud presentaba la misma geometría, independientemente de la coordenada del eje “ y ”.

Se comparó la estabilidad de la ladera en estado seudoestático bajo tres condiciones, en los modelos de dos y tres dimensiones; esto se puede observar en la figura 35. Las tres condiciones seudoestáticas fueron un sismo moderado a fuerte, en condiciones desfavorables de lluvia; un sismo lejano, en condiciones normales de lluvia, y un sismo fuerte en una zona cercana. En el cuadro 12 se muestra que para el análisis de estabilidad seudoestático 2D del ICE, solo cuando se consideró condición de lluvia normal y un sismo fuerte (de 0,35g), se obtuvo un factor de seguridad menor que 1; no obstante, los tres casos estudiados en el modelo en 3 dimensiones presentaron factores de seguridad menores que 1. El análisis de estabilidad determinó que el factor de seguridad menor ocurre cuando se presenta un sismo fuerte en una zona cercana. En el caso del modelo geotécnico 3D, fue de 0,534, mientras que el ICE obtuvo un factor de seguridad de 0,855 con el modelo 2D, lo que indicó que bajo condiciones sísmicas la ladera era inestable.

En el informe geotécnico del ICE se menciona que un análisis seudoestático presenta

incertidumbres, ya que “(...) asume que la componente de mayor aceleración se da en un sentido más o menos paralelo a la dirección del deslizamiento, (...) asume una carga sostenida provocada por el sismo, cuando en realidad el incremento de fuerzas inestabilizadoras es en un intervalo de tiempo sumamente corto, (...) y las características de cada acelerograma generado por un sismo son únicas, así como su contenido de frecuencias (...)” (Centro de Servicio de Diseño, 2012), lo que significa que no todos los sismos con magnitudes y duración similares generarán lo demostrado por el modelo; no obstante, eventualmente el sismo podría activar el movimiento y generar más daños.

Los factores de seguridad de los modelos de estabilidad 2D del ICE y 3D con SVSLOPE son independientes entre sí ya que el modelo en 3 dimensiones es más complejo que el modelo en 2 dimensiones, por esta razón se realizaron pruebas de hipótesis que permitieron determinar si existen diferencias estadísticamente significativas entre las medias de dos muestras independientes correspondientes a los valores del factor de seguridad.

Se realizó una prueba de T-Student, Shapiro y correlación de Pearson entre los resultados obtenidos del modelo 2D del ICE y el modelo 3D de SVSLOPE. Se comparó el factor de seguridad en el análisis estático con cada modelo, cuando el suelo se encontrara saturado, además se compararon los tres análisis seudoestático planteados. Es importante recalcar que se contó con una muestra de 4 mediciones de cada modelo; sin embargo, para que el análisis estadístico fuera representativo de la población, la muestra debía ser mayor que 30; por lo tanto, se recomienda realizar más mediciones tanto en el modelo en 2D como en el modelo en 3D.

En el cuadro 13 se puede observar el resultado de las pruebas estadísticas. En la prueba T-Student, se obtuvo un valor p de 0,1703, el cual es mayor a 0,05 por lo tanto no se puede rechazar la hipótesis nula, siendo esta que no existen diferencias estadísticamente significativas entre las medias de los dos grupos de datos.

En la prueba de Shapiro, se obtuvo un valor p de 0,1611; valor superior a 0,05, lo que indica que no se puede rechazar la hipótesis nula, la cual es que las desviaciones siguen una distribución normal. Por otra parte, en la prueba de correlación de Pearson, se obtuvo un coeficiente de correlación de 0,1425, lo que sugiere que hay

una baja correlación entre los datos, pues es un valor lejano a la unidad. Como el valor p de la prueba de correlación es mayor que 0,5, se aprueba la hipótesis nula, por consiguiente, los datos no se pueden ajustar a un modelo lineal.

También se realizó la prueba de ANOVA; la hipótesis nula indica que las medias de población son todas estadísticamente iguales. Como se puede observar en el cuadro 13, se obtuvo un valor p de 0,165, lo que significa que las medias son estadísticamente iguales. En conclusión, las pruebas estadísticas demostraron que los factores de seguridad entre el modelo 2D del ICE y el 3D de SVSLOPE no presentan diferencias estadísticamente importantes; por lo tanto, los modelos 3D de SVSLOPE y 2D del ICE son equivalentes; sin embargo, se debe recordar que el tamaño de la muestra no es lo suficientemente grande.

Es importante recalcar que el informe geotécnico del ICE menciona que cuando se realizaron los estudios, el deslizamiento se encontraba inactivo, y propenso a activarse por algún evento externo. El material pudo sufrir un reacomodo después del movimiento inicial en el 2000 y la topografía inicial de la ladera cambió.

En la figura 20 se puede observar que para diciembre del año 1999, las precipitaciones fueron de 600 mm, y para el mes de enero del año 2000, las precipitaciones fueron de 7000 mm. El régimen de lluvias ingresado para el año 2012 (Apéndice 2) tuvo como precipitación mayor la de julio, que fue de menos de 500 mm; por lo tanto, las precipitaciones del año 2012 fueron menores que las precipitaciones que indujeron la falla inicial.

En la actualidad se desconoce el estado del deslizamiento San Miguel, por eso se recomienda mantener un seguimiento topográfico para determinar si se ha reactivado el movimiento en los últimos años. Además, se puede relacionar el movimiento generado con las precipitaciones de la zona. Es importante mencionar que, dada la topografía de la ladera, la falla no pondrá en riesgo inminente a la población, ya que el movimiento continuará siendo casi imperceptible, tal como se presentó al inicio; posiblemente se evidenciará por daños en las estructuras o aparición de escarpes.

Finalmente, el análisis de estabilidad del deslizamiento San Miguel en este proyecto confirmó que el movimiento de la masa de suelo es causado por la saturación de los materiales debido a la infiltración de las precipitaciones;

además, que la masa de suelo en movimiento corresponde al coluvio, puesto que es un material con baja resistencia al corte.

Conclusiones

Uso de SVSLOPE y revisión de antecedentes de estudio del deslizamiento San Miguel.

1. El programa SVSLOPE define la zona de falla según la topografía ingresada en un modelo geotécnico en 3 dimensiones, por lo tanto, para que los resultados del análisis de estabilidad representen la condición real de la ladera estudiada se requiere un levantamiento topográfico detallado, dentro y fuera del área, que evidencie movimiento y así considerar el efecto de los bordes, pues se determinó que cambios en la topografía influyen en el factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad.
2. Para la construcción del modelo geotécnico del deslizamiento San Miguel no se contó con la totalidad de los parámetros geomecánicos, entre ellos, la curva característica de suelo-agua (SWCC), porque en el estudio realizado por el ICE en el año 2012 la medición de la SWCC no se efectuó; además, en los alcances de este proyecto no estaba contemplado obtener muestras del material para generar la curva. Para obtener resultados del análisis de estabilidad que reflejen la condición real es necesario realizar ensayos que permitan obtener los parámetros que requiere el programa SVSLOPE.
3. La curva característica de suelo-agua considerada en el modelo geotécnico 3D para el análisis de estabilidad con SVSLOPE y para el análisis de flujo con SVFLUX es teórica, estimada a partir del tamaño del grano y la plasticidad del suelo. Las correlaciones planteadas por Perera para estimar la curva se obtuvieron a partir de ensayos realizados en muestras de suelos norteamericanos. Esto implica que, en el peor de los casos, los factores de seguridad reales pueden ser menores que los obtenidos del análisis de estabilidad 3D y esto lleve a que equivocadamente se implementen soluciones que no resuelvan el problema real.

Modelos de infiltración de precipitaciones

1. El análisis de infiltración de las precipitaciones permitió considerar el aumento de la saturación del suelo para el régimen de lluvias del 2012, año en el cual el ICE realizó la investigación geotécnica del deslizamiento San Miguel.
2. Al utilizar el modelo de balance hídrico de Schosinsky (2006) para este análisis se comprobó que simplifica el problema; de este modo, calcula la humedad del suelo por debajo de las raíces y la asume constante en toda la profundidad. Además, no considera la estratigrafía ni la distancia entre el nivel freático y la superficie, por lo tanto, los resultados del modelo son simplificados.
3. La capacidad de campo propuesta por Schosinsky (2006) se define a partir de la textura del material y representa la humedad máxima que puede alcanzar el suelo. Para este proyecto se seleccionó una capacidad de campo según la textura que caracteriza el coluvio. Sin embargo, el ICE obtuvo muestras del coluvio con contenido de humedad mayores. Esto significa que la capacidad de campo propuesta por Schosinsky subestima la capacidad de absorción, así que la humedad final real es mayor que la calculada por medio del modelo de Schosinsky (2006).
4. Con el programa SVFLUX se realiza un análisis de flujo más detallado que con el modelo de Schosinsky, ya que el régimen de lluvia se ingresa por días, lo que permite estudiar tormentas de lluvia específicas y así analizar el comportamiento de la ladera frente a eventos que podrían alterar su estabilidad latente.
5. Para que un análisis de flujo con el programa SVFLUX sea representativo es necesario que tanto la conductividad hidráulica del material como la curva característica suelo-agua se verifiquen con ensayos en material de la zona

para obtener la variación de la presión de poro real.

Análisis de estabilidad de la ladera

1. En el programa SVSLOPE se construyó un modelo en 3 dimensiones del deslizamiento San Miguel y en él se definió un perfil bidimensional, para el análisis de estabilidad, que fuera comparable con el perfil que usó el ICE en el año 2012. Los factores de seguridad para la condición estática fueron 1,26 y 1,257, respectivamente. Esto indica que el modelo 3D representa correctamente el modelo geotécnico 2D del ICE.
2. En el modelo de análisis que representa la condición estática y en el cual se integró el resultado del análisis de infiltración realizado con el SVFLUX, mediante el programa SVSLOPE, se obtuvieron factores de seguridad cercanos a 1 (1,119)¹, mientras que en el modelo de análisis en el que se usó el balance hídrico de Schosinsky (2006), se obtuvieron factores de seguridad mayores (1,645)¹. La diferencia en los factores de seguridad se debe a que el modelo de balance hídrico de Schosinsky solo considera las propiedades hidrogeológicas del material superficial, mientras que el programa SVFLUX considera todo el modelo geotécnico, así como elementos externos que aporten humedad al medio, como por ejemplo la Quebrada Hamaca ubicada al pie de la ladera San Miguel.
3. En el modelo de análisis en 3 dimensiones se evaluaron tres escenarios: ladera completamente seca, ladera con un contenido de humedad correspondiente a la intensidad de lluvia mensual para el año 2012 y ladera completamente saturada. Para este último escenario, en condición estática, se obtuvieron los factores de seguridad más bajos y esto se debe a que la succión del suelo disminuye conforme aumenta la saturación, lo que genera la reducción de la resistencia al corte. El factor de seguridad que se obtuvo para dicho escenario fue de 1,118, mientras que el ICE en el 2012 con un modelo en 2

dimensiones, obtuvo un factor de seguridad de 0,955. La diferencia en los datos sugiere que el análisis de estabilidad estático en 2 dimensiones es más conservador que el análisis en 3 dimensiones, ya que considera el área completa de la ladera y no solo un perfil transversal, como en el modelo en dos dimensiones.

4. En el análisis seudoestático se consideraron tres escenarios: un sismo moderado a fuerte, en condiciones desfavorables de lluvia; un sismo lejano, en condiciones normales de lluvia, y un sismo fuerte en una zona cercana. El análisis de estabilidad determinó que el factor de seguridad menor se relacionaba con un sismo fuerte en una zona cercana. En el modelo de análisis en 3 dimensiones fue de 0,534, mientras que en el análisis realizado por el ICE con un modelo en 2 dimensiones, el factor de seguridad fue de 0,855. Ambos modelos reflejan la posibilidad de que un sismo pueda reactivar el movimiento.
5. Estadísticamente no existen diferencias significativas entre los modelos de estabilidad en 2 dimensiones y 3 dimensiones, pues el valor de p de la prueba de t-student y de Shapiro es de 0,1703 y 0,1611 respectivamente. Estos valores indican que el modelo de estabilidad en 3 dimensiones es congruente con el modelo de estabilidad en 2 dimensiones.

Condición del deslizamiento de San Miguel

1. El análisis de estabilidad realizado con el programa SVSLOPE permitió confirmar lo concluido por el ICE en el año 2012, en el estudio del deslizamiento de San Miguel de Cachí, el contacto entre el coluvio y el fluvio-lacustre facilita el movimiento
2. La topografía de la zona donde está ubicado el deslizamiento San Miguel posee una pendiente baja. Con base en los resultados del análisis de estabilidad como parte de este proyecto, se puede afirmar que, en este caso, la pendiente no incide sobre el movimiento de la masa de terreno.

¹ Factores de seguridad que se obtuvieron al considerar la intensidad de lluvia para el mes de diciembre del 2012

3. El deslizamiento San Miguel es causado por la saturación de los materiales debido a la infiltración de las precipitaciones, especialmente cuando estas se presentan durante un periodo prolongado que provoca que el nivel freático del suelo se acerque a la superficie del terreno. Por esta condición y debido a que la topografía no es un elemento condicionante, se puede esperar que el movimiento sea lento y que este pueda acelerarse cuando incidan factores desencadenantes como las lluvias o los sismos.

Recomendaciones

1. El modelo geotécnico 3D realizado con SVSLOPE y el modelo de flujo de SVFLUX cuentan con algunas características del suelo obtenidas en forma teórica, como la curva característica suelo-agua y la función de conductividad hidráulica. Se recomienda realizar ensayos en laboratorio o en campo para caracterizar el suelo no saturado con exactitud y corroborar los datos ingresados. De ser diferentes, también se recomienda modificar el modelo y generar nuevamente el análisis.
2. Si se conocen la dirección del movimiento de la masa de suelo y la superficie de falla, es conveniente realizar un análisis en 3D. De no ser así, se deberá variar la rotación del modelo y el método de búsqueda de la superficie de falla, para garantizar el análisis del escenario crítico.
3. Se recomienda realizar un análisis probabilístico, para determinar el coeficiente de confiabilidad para ambos modelos (3D y 2D) evaluar la incertidumbre que reflejan los modelos.
4. Contemplar en el análisis de flujo con el programa SVFLUX la posibilidad de que el frente de humedecimiento se invierta.
5. Se recomienda realizar una auscultación topográfica del deslizamiento San Miguel. Con él se podría identificar el movimiento de la masa de suelo; al mismo tiempo se podría establecer su relación con las precipitaciones de la zona.
6. Se recomienda visitar el deslizamiento San Miguel para inspeccionar el sitio e identificar el estado actual del terreno; de este modo se podrá comparar cualitativamente lo observado por el área de Ingeniería Geotécnica del ICE en el 2012 y así determinar si el movimiento del deslizamiento se ha reactivado.
7. Los factores de seguridad mínimos proporcionados por el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica proceden de un análisis determinístico en 2D; por esta razón, al examinar la estabilidad de taludes o laderas por medio de un modelo geotécnico tridimensional, se recomienda buscar normativas internacionales orientadas al análisis en 3D para guardar la debida correspondencia con el estudio desarrollado.

Referencias

- Alfaro Soto, M. (2008). **GEOTECNIA EN SUELOS NO SATURADOS**. *Rev. Acad. Ciencias de la Tierra.*, 32(125), 471-481. Colombia.
- Araiza, A. & Olivia, A. (2012). **DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA EN SUELOS NO SATURADOS**. Tesis doctoral. Obtenido de <http://ri.uaq.mx/bitstream/123456789/2061/1/RI001276.PDF>
- Asociación Costarricense de Geotecnia (ACG). (2015). **CÓDIGO GEOTÉCNICO DE TALUDES Y LADERAS DE COSTA RICA**. San Jose, Costa Rica: Tecnológico de Costa Rica.
- Azorin Cruz, R. (2014). **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES MEDIANTE TÉCNICAS DE MODELACIÓN NUMÉRICA EN 3D UTILIZANDO PLAXIS 3D FOUNDATION**. Disertación doctoral, Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Cuba.. Obtenido de <http://dspace.uclv.edu.cu/handle/123456789/2544>
- Bagnarello Madrigal, F. (2010). **ANÁLISIS DEL EFECTO DEL ESFUERZO DE SUCCIÓN EN LA CAPACIDAD SOPORTANTE DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**. Cartago: Instituto Tecnológico de Costa Rica. Obtenido de https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6136/analisis_efecto_esfuerzo_succion.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Barrera Bucio, M. & Garnica Anguas, P. (2002). **INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS EN VÍAS TERRESTRES**. Mexico: Sandafandila.
- Obtenido de <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt198.pdf>
- Bugueño Díaz, R. A. (2015). **ANÁLISIS COMPUTACIONAL Y EXPERIMENTAL DEL PROCESO DE SATURACIÓN EN COLUMNAS DE LIXIVIADOS DE DISTINTOS DIAMETROS**. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, mención Mecánica. Santiago, Chile. Obtenido de <http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/132807/Analisis-computacional-y-experimental-del-proceso-de-saturacion-en.pdf?sequence=1>
- Centro de Servicio de Diseño, ICE. (2012). **PROYECTO AMPLIACIÓN PLANTA CACHÍ, EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO EN LA COMUNIDAD DE SAN MIGUEL DE CACHÍ**. Costa Rica.
- Cuevas, A. (2004). **AN ANOVA TEST FOR FUNCTIONAL DATA**. *Computational Statistics & Data Analysis*. Elsevier.
- Donando, L. D. & Colmenares, J. E. (mayo de 2004). **MODELO DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA EN SUELOS**. Informe de tesis de Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos. Bogotá, Colombia. Obtenido de [http://www.docentes.unal.edu.co/lddonadog/docs/Grade_Docs/Donado_\(2004\).pdf](http://www.docentes.unal.edu.co/lddonadog/docs/Grade_Docs/Donado_(2004).pdf)
- Fredlund, D. & Xing, A. (1994). **EQUATIONS FOR THE SOIL WATER CHARACTERISTIC CURVE**. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 521-532.
- Gallegos Fonseca, G., Leal Vaca, J. & Rojas González, E. (2011). **CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA DE UNA ARENA LIMOSA**

- OBTENIDA A PARTIR DE LA CURVA CARACTERÍSTICA.** *Ingeniería. Investigación y Tecnología, XII(3), 285-290. México. Obtenido de <http://www.redalyc.org/pdf/404/40420773005.pdf>*
- Instituto Meteorológico de Costa Rica (IMN). (enero-diciembre de 2012). **BOLETÍN METEOROLÓGICO MENSUAL DE COSTA RICA.** Costa Rica.
- Kabacoff, R. (2015). **R IN ACTION, DATA ANALYSIS AND GRAPHICS WITH R.** Estados Unidos: Manniang.
- López Acosta, N. P. & Mendoza Promotor, J. A. (febrero de 2016). **FLUJO DE AGUA EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS Y SU APLICACIÓN A LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA.** *Serie Investigaciones y Desarrollo, Universidad Autónoma de México (978-607-02-7753-5). México. Obtenido de https://www.researchgate.net/profile/N_Lopez-Acosta/publication/303400497_Flujo_de_agua_en_suelos_parcialmente_saturados_y_su_aplicacion_a_la_ingenieria_geotecnica/links/574086e508ae298602eba419/Flujo-de-agua-en-suelos-parcialmente-saturados-y-su-aplicaci*
- Lu, N., & Likos, W. J. (2006). **SUCTION STRESS CHARACTERISTIC CURVE FOR UNSATURATED SOIL.** *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 132(2), 131–142. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:2\(131\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:2(131))*
- Mena Carmona, J. R. (2016). **ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE SUELOS Y ROCAS BLANDAS. CASO DE ESTUDIO: TRES TALUDES EN LA RUTA NACIONAL NO. 856.** Proyecto final de graduación para optar al título de Máster en Ingeniería Vial. San José: Tecnológico de Costa Rica. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2238/9129>
- Ministerio de Ambiente y Energía; Instituto Meteorológico Nacional. (2013). **SERIES DE BRILLO SOLAR EN COSTA RICA.** *Departamento de Climatología e Investigaciones Aplicadas. Costa Rica.*
- Mohd Razali, N. & Wah Yap, B. (2011). **POWER COMPARISONS OF SHAPIRO-WILK, KOLMOGOROV-SMIRNOV, LILLIEFORS AND ANDERSON-DARLING TESTS.** *Journal of Statistical Modeling and Analytics.* Universiti Teknologi MARA. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/267205556>
- Perera, Y., Zapata, C., Houston, W., & Houston, S. (2005). **PREDICTION OF THE SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVE BASED ONGRAIN-SIZE DISTRIBUTION AND INDEX PROPERTIES.** A.S.C.E.
- Pérez García, N. (2008). **DETERMINACIÓN DE CURVAS CARACTERÍSTICAS EN SUELOS NO SATURADOS CON CELDAS DE PRESIÓN.** *Publicación Técnica No. 313.* México: Instituto Mexicano del Transporte .
- Reyes Parra, A. (2015). **ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE DE DEPÓSITOS E DESMONTE DE MINA.** Tesis para optar Al Título Profesional de Ingeniero Civil. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rivera Camacho, E. (2001). **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO EN SAN MIGUEL DE CACHI.** Informe de trabajo de graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Ruiz, E. R. & Martínez, M. S. (2015). **HIDROLOGÍA APLICADA: INFILTRACION Y HUMEDAD DEL SUELO..** OCW. Obtenido de https://ocw.ehu.eus/pluginfile.php/4575/mod_resource/content/1/Material_Docente/Tema_4.pdf

- Schosinsky, G. & Losilla, M. (1999). **MODELO ANALÍTICO PARA DETERMINAR LA INFILTRACIÓN CON BASE EN LA LLUVIA MENSUAL**. San José, Costa Rica: *Revista Geológica de América Central*.
- Schosinsky, G. (2006). **CÁLCULO DE LA RECARGA POTENCIAL DE ACUÍFEROS MEDIANTE UN BALANCE HÍDRICO DE SUELOS** 13-30. San José, Costa Rica: *Revista Geológica de América Central*.
- SoilVision Systems Ltd. (2009). **USER'S MANUAL SVOFFICE 2009**. Canada: Saskatoon.
- SoilVision Systems Ltd. (2013). **SVSLOPE THEORY MANUAL**. Saskatoon, Saskatchewan, Canada.
- SoilVision Systems Ltd. (2008). **SVFLUX THEORY MANUAL**. Saskatoon., Canada.
- SoilVision Systems Ltd. (2009). **ACUMESH USER'S MANUAL**. Canada: Saskatoon.
- Suarez Díaz, J. (julio de 2009). **DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES**. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga, Colombia: Publicaciones UIS.
- Tristá, J. G., Cristiá, W. D., Sotolongo, G. J., & Fernández, C. A. (2015). **COMPORTAMIENTO VOLUMÉTRICO DE UN SUELO DE LA FORMACIÓN CAPDEVILA EN CONDICIONES DE SATURACIÓN PARCIAL**. *Revista Cubana de Ingeniería*, 6(2), 5-15. Cuba.
- Valverde Ruiz, E. A. (2010). **ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA PRECIPITACIÓN EN EL ESFUERZO DE SUCCIÓN Y LA ESTABILIDAD DE UN TALUD**. Cartago: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Vanapalli, S., Wright, A., & Fredlund, D. (2008). **SHEAR STRENGTH BEHAVIOR OF A SILTY SOIL OVER THE SUCTION RANGE FROM 0 TO 1 000 000 KPA**. Obtenido de <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.539.7957&rep=rep1&type=pdf>
- Varnes, D. J. (1978). **SLOPE MOVEMENT TYPES AND PROCESSES**. Special report, 176. Obtenido de http://www.geology.cz/projekt681900/vyukove-materialy/2_Varnes_landslide_classification.pdf
- Zapata, C., Houston, W., Houston, S., & Walsh, K. (2000). **SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVE VARIABILITY**. Estados Unidos: ASCE.
- Zuluaga Betancur, D. (2016). **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES 3D CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA INFILTRACIÓN POR PRECIPITACIONES**. Tesis para optar al grado de Maestro en Ingeniería. México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Anexos

A continuación, se presentan los anexos del proyecto. Se cuenta con dos anexos enumerados. Corresponden a los resultados del análisis de estabilidad realizado por el área geotécnica del ICE (2012), donde se indican el factor de seguridad y las condiciones ensayadas; asimismo las propiedades ingresadas del manual, obtenidas del informe geotécnico del ICE.

- **Anexo 1.** Resultados del análisis de estabilidad 2D realizado por el ICE
- **Anexo 2.** Propiedades del material ingresadas al modelo de estabilidad de taludes SVSLOPE y al modelo de análisis de flujo SVFLUX

Anexo 1

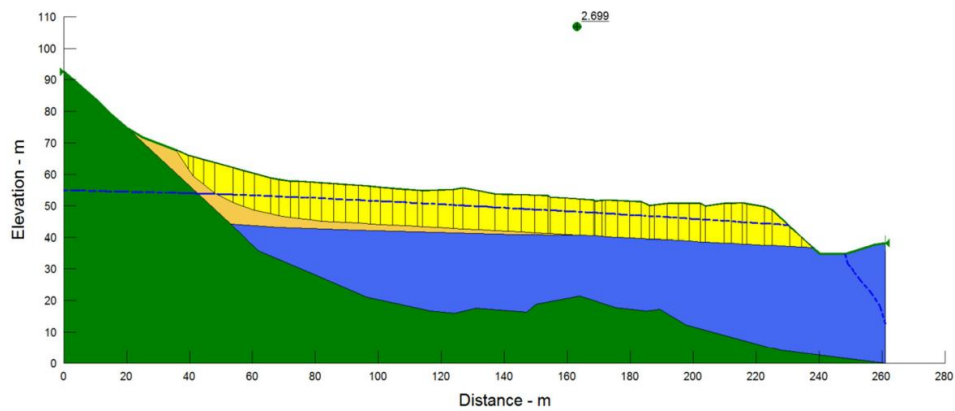


Figura 1. Análisis de estabilidad 2D en condición normal
Fuente: Centro de Servicio de Diseño. (2012)

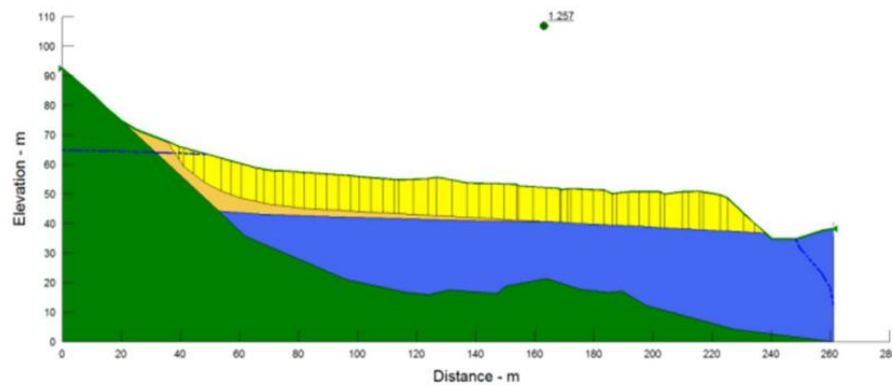
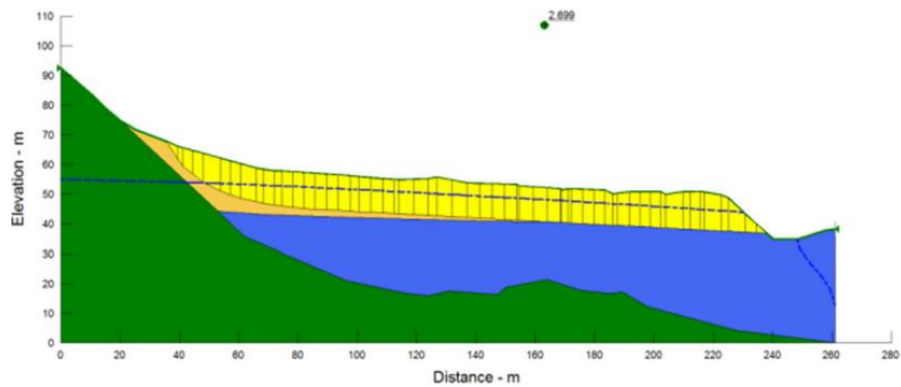


Figura 2. Análisis de estabilidad 2D variando el nivel freático.
Fuente Centro de Servicio de Diseño (2012)

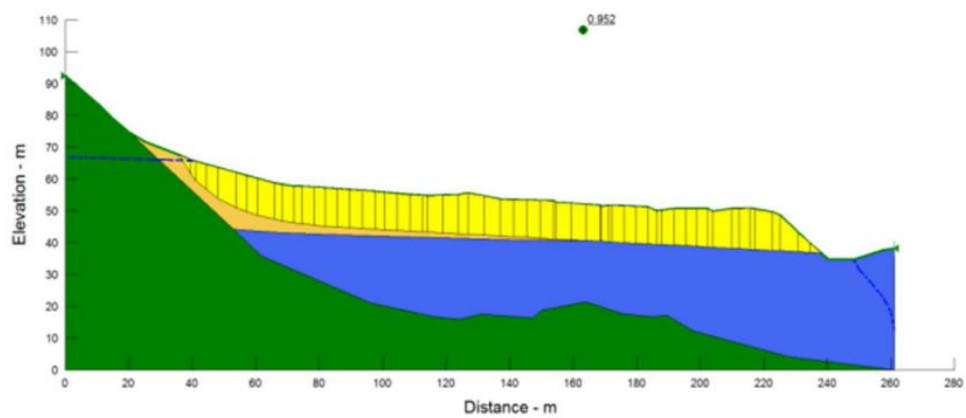
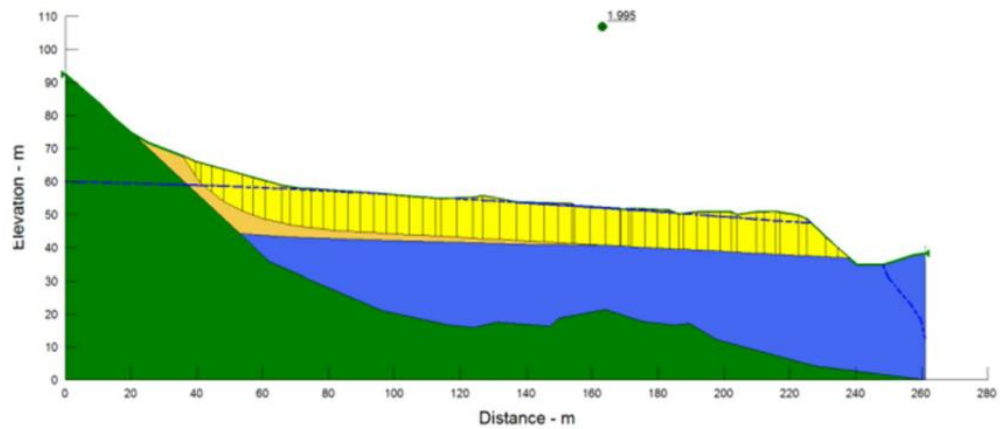


Figura 3. Análisis de estabilidad 2D variando el nivel freático
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

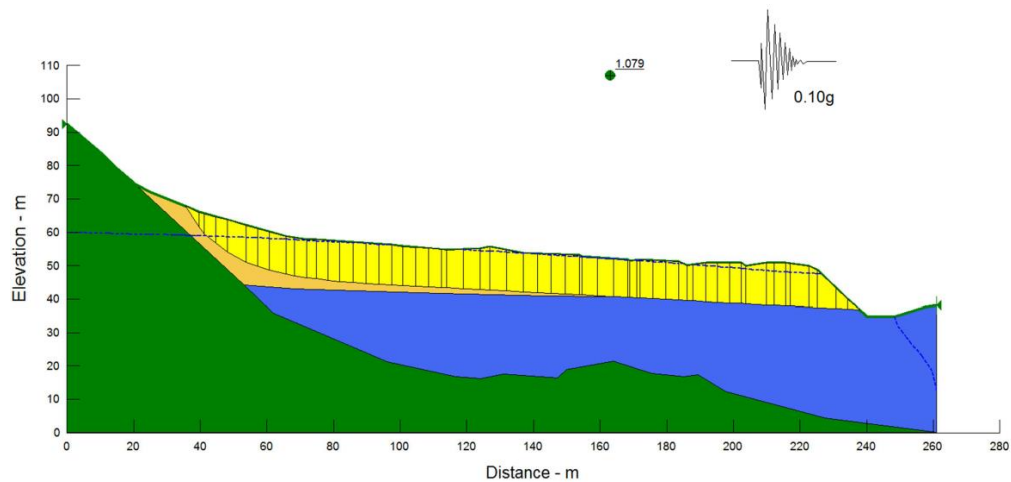


Figura 4. Análisis de estabilidad 2D en condición sísmica desfavorable de lluvia [sic]
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

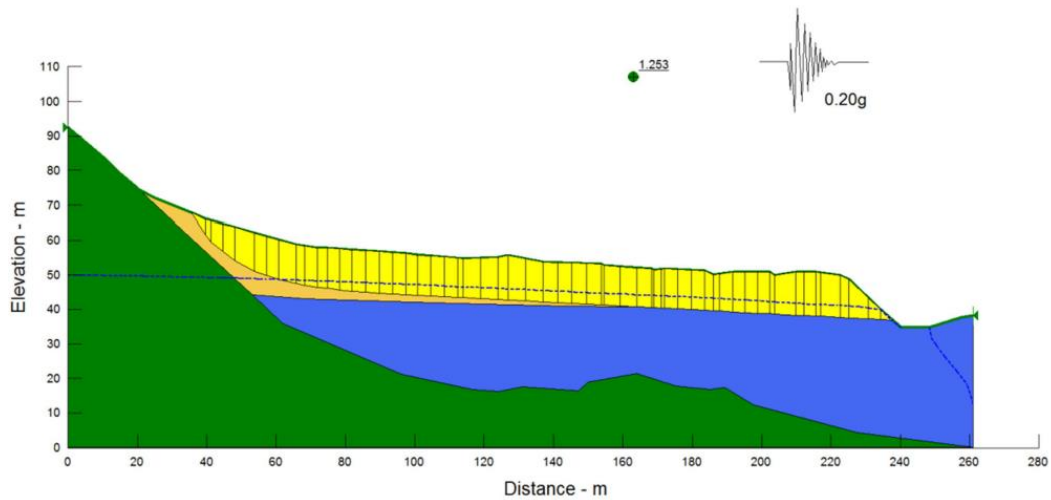


Figura 5. Análisis de estabilidad 2D en condición sísmica con lluvias normales
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

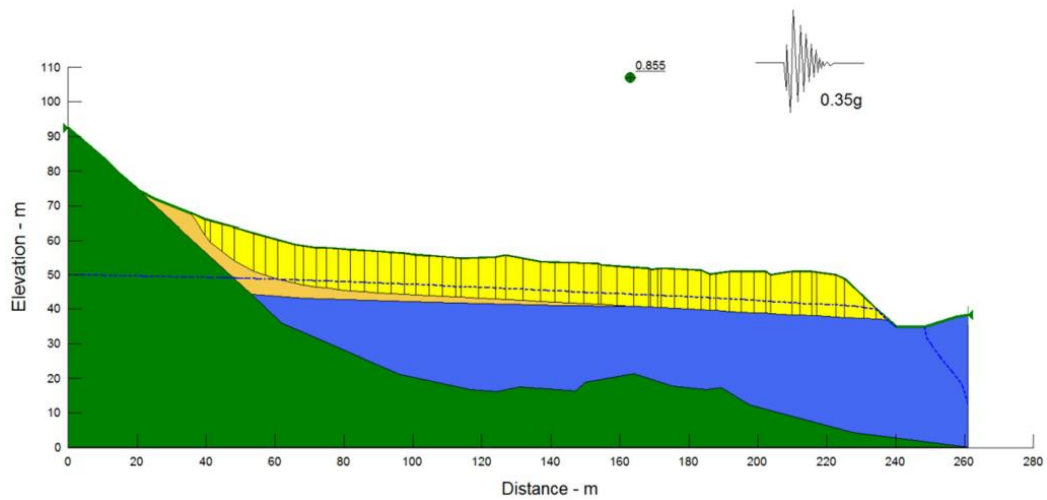


Figura 6. Análisis de estabilidad 2D en condición sísmica fuertes, sismo en zona cercana
Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Anexo 2

CUADRO 14. PROPIEDADES DEL MATERIAL INGRESADAS A LOS PROGRAMAS					
Propiedad		UG1	UG2		UG3
			<25 m	>25 m	
PROPIEDADES PARA SVSLOPE					
Tipo		Material no saturado según Fredlund (1994)	Resistencia anisotrópica	Resistencia anisotrópica	Mohr Coulomb
Peso Unitario Saturado (kN/m³)		17,5	18	18	21
Cohesión (kPa)	Horizontal (1)	0	20	55	350
	Vertical (2)		35	70	
Ángulo de fricción (°)	Horizontal (1)	20°	25°	28°	37°
	Vertical (2)		32°	35°	
PROPIEDADES PARA SVFLUX					
Tipo		No saturada	Saturada		Saturada
Conductividad Hidráulica (m/d)	Horizontal	8,6E-02	1,30E-03		8,6E-02
	Vertical		1,30E-02		
Ky-ratio			0,1		
Kz ratio			1		
α		0°	90°		0°
β		0°	90°		0°

Fuente: Centro de Servicio de Diseño (2012)

Apéndices

A continuación, se muestran los apéndices del proyecto. Son tres apéndices enumerados. El primero es el manual del programa SVSLOPE. En el segundo se muestra la hoja de cálculo realizada en Excel 2016, la cual contiene el programa del modelo de humedad de Schosinsky (2006). En el tercero se muestran los resultados del análisis de flujo para los 12 meses del año 2012.

- **Apéndice 1.** Parámetros de ajuste de la curva característica suelo-agua
- **Apéndice 2.** Modelo de Schosinsky (2006)
- **Apéndice 3.** Resultados de SVFLUX
- **Apéndice 4.** Manual simplificado de SVSLOPE

Apéndice 1

CUADRO 15. PARÁMETROS DE AJUSTE DE LA SWCC		
Parámetros del suelo plástico		
Parámetro	Fuente	Valor
P₂₀₀	SUCS Rivera (2001)	0,63
PI	SUCS Rivera (2001)	28,00
wPI		17,70
Parámetros de SWCC de Fredlund & Xing (1994) según Perera (2005)		
a_f	ecuación 19	126,78
n_f	ecuación 20	0,57
m_f	ecuación 21	0,10
h_{rf}	ecuación 22	500,00

Apéndice 2

MODELO SCHOSINSKY (2006)														
Cálculo de la lluvia interceptada por el follaje														
	Un	Fuente	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
P	mm/mes	IMN	137	180	373	123	326	129	496	122	187	158	378	203
C_{fo}		Schosinsky 2000	0,12											
Ret	mm/mes	ecuación 26	16,5	21,6	44,7	14,8	39,1	15,5	59,5	14,6	22,4	18,9	45,4	24,3
K_p	-	Schosinsky 1999	0,30											
K_v	-	Schosinsky 1999	0,18											
fc	mm/día	Ruiz 2015	91,44											
K_{fc}	-	ecuación 28	0,47											
C_i	-	ecuación 27	0,95											
P_i	mm/mes	ecuación 29	114,7	150,3	311,3	102,7	271,9	107,9	413,7	101,7	156,1	131,8	315,5	169,0
Cálculo de La Escorrentía														
ESC	mm/mes		6,2	8,1	16,9	5,6	14,7	5,8	22,4	5,5	8,5	7,1	17,1	9,2
Cálculo de la Evapotranspiración y humedad al final del mes														
DA	g/cm ³	Grassi, 1976	1,30											
CC	% por peso	Grassi, 1976	0,29											
PMP	% por peso	Grassi, 1976	0,15											
	mm	Grassi, 1976	400,00											
CC	mm	Grassi, 1976	150,80											
PMP	mm	Grassi, 1976	78,00											
hsi	mm		151	151	151	151	151	151	151	151	151	151	151	151
Ps	%	IMN	6,40	6,60	6,80	6,10	4,70	4,20	3,90	4,30	4,50	4,20	4,00	5,20
T	°C	IMN	18,30	18,50	18,20	19,30	20,40	20,60	20,00	19,90	19,60	19,40	18,20	18,80
ETP	mm/mes	ecuación 31	105,7	109,6	112,0	103,6	82,2	73,8	67,5	74,2	77,0	71,5	65,9	87,1
C1	-	ecuación 32	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ETR1	mm/mes	ecuación 34	105,72	109,63	112,01	103,57	82,17	73,82	67,47	74,19	77,02	71,50	65,89	87,09
C2	-	ecuación 33	1,00	1,00	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ETPR	mm/mes	ecuación 35	1,00	1,00	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
HD	mm/mes	ecuación 38	187,50	223,14	384,09	175,48	344,43	180,65	486,51	174,48	228,90	204,61	388,34	241,8
ETR	mm/mes	ecuación 39	105,72	109,63	112,01	102,93	82,17	73,82	67,47	74,19	77,02	71,50	65,89	87,09
HSF	mm	ecuación 40	150,8	150,8	150,8	150,5	150,8	150,8	150,8	150,8	150,8	150,8	150,8	150,8
HSF	% por peso	ecuación 36	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
Cálculo de la Recarga Potencial del Acuífero														
R_p	mm/mes	ecuación 41	9,0	40,7	199,3	0,0	189,5	34,0	346,2	27,5	79,1	60,3	249,7	82,0
VW	% por volumen		0,0	0,1	0,3	0,0	0,3	0,1	0,4	0,0	0,1	0,1	0,4	0,1

Apéndice 3

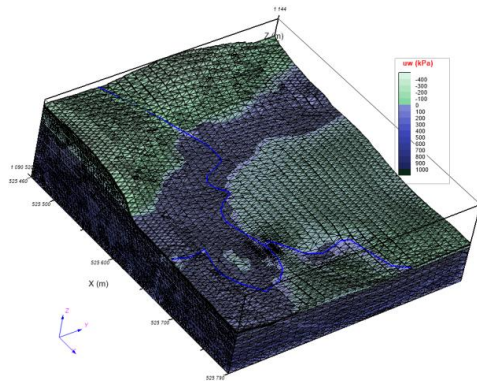


Figura 1. Presión de poro de la ladera, de enero del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

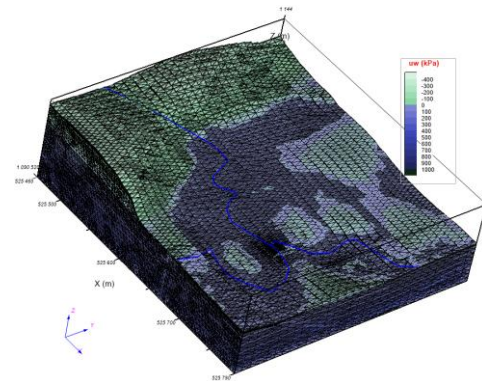


Figura 4. Presión de poro de la ladera, de abril del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

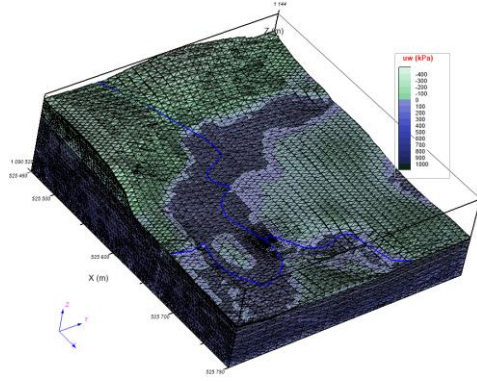


Figura 2. Presión de poro de la ladera, de febrero del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

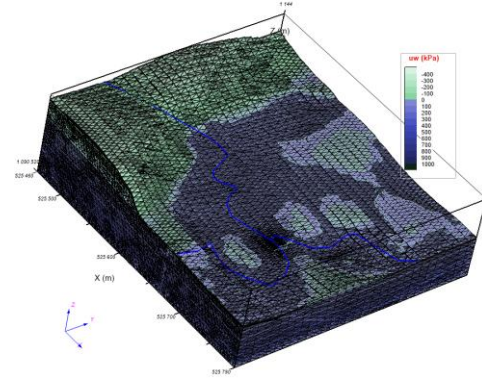


Figura 5. Presión de poro de la ladera de mayo del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

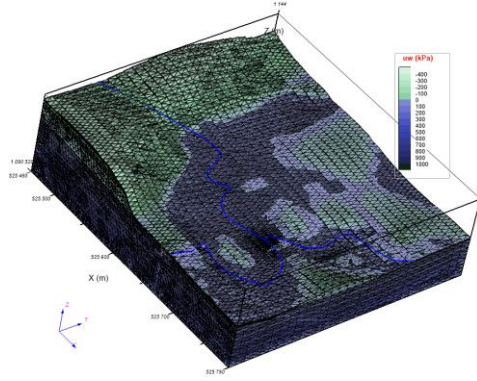


Figura 3. Presión de poro de la ladera de marzo del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

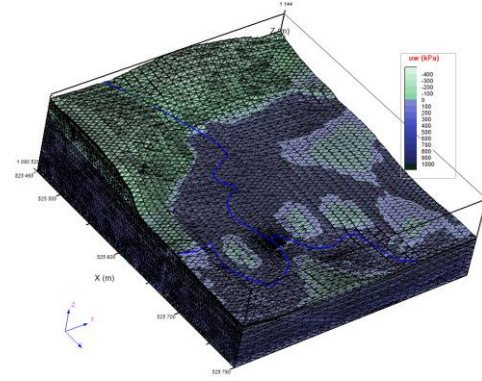


Figura 6. Presión de poro de la ladera de junio del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

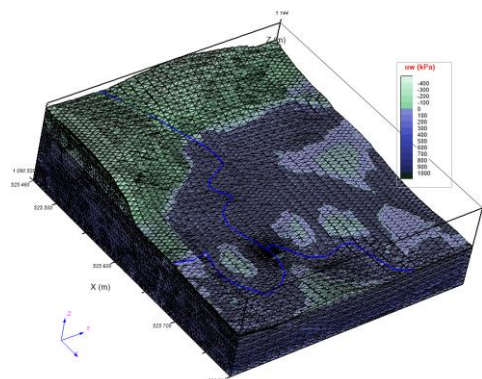


Figura 7. Presión de poro de la ladera de julio del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

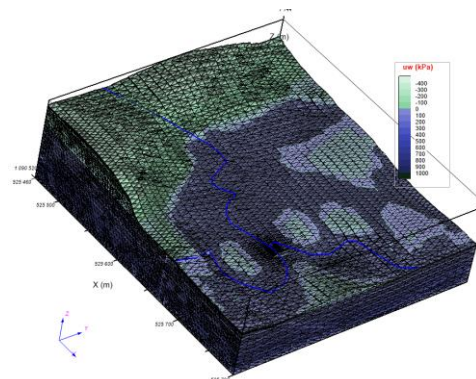


Figura 10. Presión de poro de la ladera de octubre del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

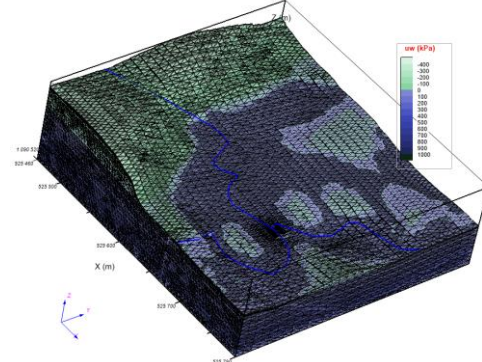


Figura 8. Presión de poro de la ladera de agosto del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

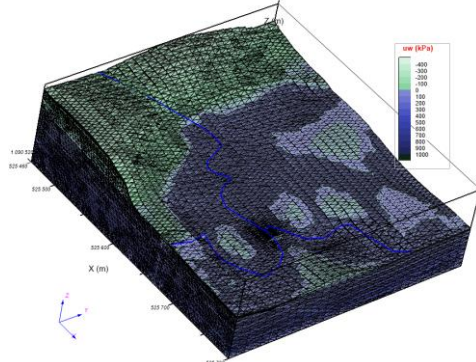


Figura 11. Presión de poro de la ladera de noviembre del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

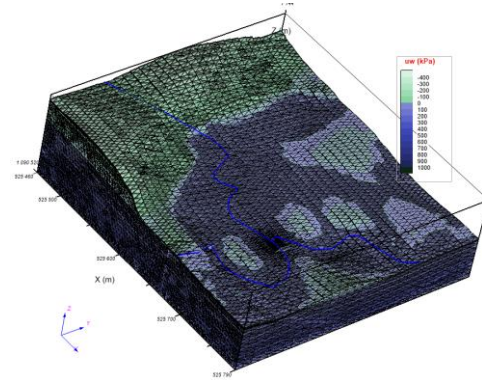


Figura 9. Presión de poro de la ladera de setiembre del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

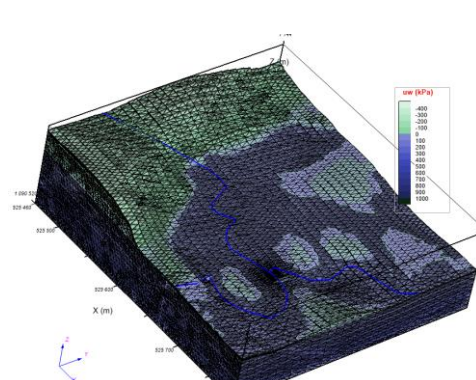


Figura 12. Presión de poro de la ladera de diciembre del 2012
Fuente: AcuMesh Standard/SVFLUX 2009

Apéndice 4

Manual de SVSLOPE